

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA DE POSGRADO**

**ESTIMACION DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE
CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES
DE APOYO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA EN EL AREA DE
ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

ING. SERGIO IVÁN MEDINA CORONEL

ASESOR DE TESIS

Dr. MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACAN, AGOSTO DE 2009

Dedicado con todo mi amor y cariño a mi familia,
mis padres Antonio e Irma, y mis hermanos, Marco Antonio e Irma

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Antonio e Irma, por el apoyo y cariño brindado en cada etapa de mi vida y decisión que he tomado por la fortaleza brindada. Agradezco el amor y amistad que me han dado.

De igual forma me siento agradecido con mis hermanos, Marco Antonio e Irma, por su paciencia y compañía.

A mis amigos Toño y Caral por su compañía en el transcurso de esta maestría.

Y en especial a mi amigo y compañero Sergio Campos Duran por demostrarme el significado de lo que significa la amistad.

Agradezco la enseñanza de mis profesores y su calidad humana, así como su interés en fomentar nuestro desarrollo como ingenieros.

En particular quiero agradecer al Dr. Manuel Jara Díaz por la fortuna de ser su alumno y asesorado de la maestría; su constante motivación en clases estimuló mi interés por el estudio y el crecimiento profesional

Agradezco a todas las personas que me apoyaron y contribuyeron para mi crecimiento en este proceso, no los olvidaré.

Agradezco a los programas de becas de la universidad michoacana de san Nicolás de Hidalgo y Conacyt que me apoyaron en esta etapa de mi vida

A dios por haberme brindado una segunda oportunidad en esta vida gracias.

ÍNDICE

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

RESULTADOS ESPERADOS

I.-ESTADO DEL CONOCIMIENTO

I.I.- DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS

I.II.- AISLADORES DE BASE

II.- PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASAS PARA PUENTES CON DIFERENTES RELACIONES CLARO (L), ALTURA (H).

III.- INFORMACIÓN CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES A ESTUDIAR

III.I.- PUENTE LA CHUTA

III.II.- PUENTE MOTÍN DE ORO

IV.- DISEÑO DE LOS AISLADORES

IV.I.- PUENTE LA CHUTA

IV.II.- PUENTE MOTÍN DE ORO

V.-PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

V.I.- PUENTE LA CHUTA

V.II.- PUENTE MOTÍN DE ORO

VI.- ANÁLISIS CON DISTINTOS MÉTODOS

VI.I.-ANÁLISIS ESTÁTICO

VI.II.- ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

VI.III.- ANÁLISIS PASO A PASO (EXACTO)

VI.IV.- DISEÑO POR RESISTENCIA

VII.- EVALUACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

VIII.- CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

“ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO”

RESUMEN

Se realiza una evaluación del nivel de daño de las pilas de dos puentes ubicados en la zona de mayor sismicidad del país. Uno de los puentes es irregular y tiene pilas de una sola columna de sección circular. El otro puente es regular con pilas de concreto tipo muro. Se consideraron tres distintas conexiones entre las pilas y la superestructura: conexión monolítica, apoyos de neopreno y apoyos de hule con núcleo de plomo. Se comparan las respuestas obtenidas con el método estático, dinámico modal y paso a paso, así como la diferencia que resulta al aplicar el método de desplazamientos y el de resistencia.

ABSTRACT

The seismic damage level of reinforced concrete piers of two bridges located in the highest seismic intensity zone of the country is assessed. One bridge has an irregular structural configuration and is supported on circular columns. The other bridge is regular and is supported on concrete pier walls. Three different links between the superstructure and the piers are considered for each structure, namely: monolithic, elastomeric bearings and lead rubber bearings. A discussion of the static, dynamic and time history analysis results is presented, as well as about the difference between the displacement and resistance design methods.

INTRODUCCIÓN

En esta tesis se pretende evaluar la estimación del nivel de daño en pilas de concreto en puentes con distintas condiciones de apoyo, esto será realizado a través de los siguientes temas a tratar:

En el primer capítulo se describen brevemente las etapas de diseño sísmico así como también algunos conceptos de ingeniería sísmica, además se hace una descripción del método de diseño basado en desplazamientos y de los distintos tipos de aislamiento sísmico.

En el segundo capítulo se hace una evaluación de varios puentes con distintos niveles de irregularidad así como también con distintas condiciones de apoyo, esta evaluación consiste en obtener los periodos fundamentales y la participación de masas acumuladas en estos puentes, esto con la finalidad de presentar un panorama del comportamiento que estos presentan.

En el tercer capítulo se presenta la información característica de los puentes a estudiar (puente la chuta y puente el motín de oro), altura de pilas, dimensiones del cajón, dimensiones de las pilas, etc.

En el cuarto capítulo se presenta el diseño de los aisladores de base correspondientes a cada puente.

En el quinto capítulo se presenta el procedimiento de cálculo basado en desplazamientos aplicado a los puentes de estudio con distintas condiciones de apoyo.

En el sexto capítulo se realiza el análisis a los puentes por medio de distintos métodos, análisis dinámico modal, análisis estático, análisis paso a paso y diseño por resistencia.

En el capítulo siete se realiza la evaluación del procedimiento empleado y se mencionan las consideraciones observadas en este procedimiento.

En el capítulo ocho se presentan las conclusiones del trabajo realizado



I.-ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Las varias etapas de diseño sísmico pueden ser identificadas en la historia de la ingeniería sísmica, por la ocurrencia de un gran terremoto que ha dado origen a un cambio correspondiente en la filosofía de diseño. Kowalsky M.J.,(1997) "DIRECT DISPLACEMENT- BASED DESIGN: A SEISMIC DESIGN METHODOLOGY AND ITS APPLICATION TO CONCRETE BRIDGES".

Etapas uno- antes de 1930

La primera fase se identifica como la era pre-1930. En ese tiempo, los efectos de los terremotos no eran considerados en el diseño estructural. No obstante, todavía existen estructuras anteriores a esta etapa en el mundo entero. Un ejemplo excelente de esto serían las estructuras en Roma construidas alrededor del inicio del milenio, tal es el caso del panteón de Agripa (figura 1).



Figura 1.- Panteón de Agripa
Microsoft® Encarta® 2008. © 1993--2007 Microsoft Corporation.

Se puede observar que varias características convenientes fueron incorporadas a muchas de éstas estructuras, las cuales incluyen una configuración estructural adecuada para soportar acciones laterales, el uso del concreto ligero, y la construcción juntas que actuaba como disipadores de la energía para las estructuras de otra manera extremadamente rígidas.

Etapas dos - 1930 a 1950

La segunda etapa comprende los años 30 y los años 40 del siglo pasado. En este marco de tiempo, ocurrieron el terremoto de Long Beach de 1933, y el terremoto 1932 de Napier de Nueva Zelanda. Por primera vez, las fuerzas laterales eran calculadas explícitamente la fuerza lateral sugerida debido a la excitación del terremoto correspondió a un nivel de 0.1 G. Como resultado de esto el nivel de fuerza lateral bajo la mayoría de las estructuras todavía fue gobernada por la fuerza del viento. Durante esta era las deflexiones no eran consideradas generalmente en el proceso de diseño.

Etapas tres- 1950 a 1960

La tercera etapa corresponde a los años 50. Durante este marco de tiempo, la investigación en el área de la dinámica estructural que condujo al desarrollo del espectro de respuesta y al reconocimiento de la dependencia de la respuesta estructural con el período de vibrar de la estructura.

Un artículo publicado por Anderson y otros [Anderson A.W., 'Lateral Forces of Earthquake and Wind', Proceedings: Separate 66, ASCE, 1951.] sugería que la fuerza lateral fuera una función del período estructural en vez del número de pisos del edificio (Separate 66), este artículo formó la base de "Recommended Lateral Force Requirements" (Requisitos Recomendados de la fuerza lateral) publicados por la asociación de Ingenieros Estructurales de California.

Etapas cuatro- 1960 a 1990

En esta etapa, fue reconocido que las estructuras podrían sobrevivir niveles más altos de excitación que el nivel de respuesta elástico. Esto llevó al concepto de ductilidad por lo cual el déficit en fuerza fuera compensado por la capacidad de desplazamiento. Esto se ve reflejado en el hecho de que con el fin de asegurar una respuesta dúctil esta idealización se tomó en cuenta en muchos códigos técnicos en los años 70 y los años 80, aunque fueran todas preceptivas en naturaleza.

La mayoría de los códigos contuvieron simplemente un requisito mínimo del refuerzo transversal que proporcionaría suficiente capacidad de la ductilidad. En esta etapa se consideró al desplazamiento como de gran importancia en el comportamiento de las estructuras.

La investigación de Uang y otros [Uang C.M. and Bertero V.V., 'Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake Resistant Design', College of Engineering, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, November 1988. Report No. UCB/EERC-88/18.] Durante esta era propuso el uso de los métodos de la energía para el diseño del acero y de las estructuras de concreto reforzado.

El acercamiento determina la entrada de energía de un terremoto particular y se relaciona con la disipación de energía (capacidad de un sistema que responde de una manera cíclica). Su acercamiento más futuro ilustró la importancia de la consideración del comportamiento inelástico directo en el proceso de diseño.

En esta etapa también ocurrieron sismos importantes tal es el caso del terremoto 1971 de San Fernando, y el terremoto 1989 del Loma Prieta. México, Chile

Etapas cinco 1990 al presente

En esta etapa surge el concepto de diseño "basado en Funcionamiento", estableciendo la importancia de la ductilidad y el desplazamiento.

En esta etapa el diseño de las estructuras es considerado para un nivel específico de daño asociado a un nivel dado de excitación. Incorporando esta filosofía en el diseño, se prevé que el ingeniero obtenga un mayor conocimiento del comportamiento estructural durante un acontecimiento particular, permitiendo con esto una forma de control sobre la respuesta de la estructura.

El concepto estructural del diseño “basado en funcionamiento” puede ser ejemplificado de una manera simple y racional a través del “diseño basado en desplazamientos”.

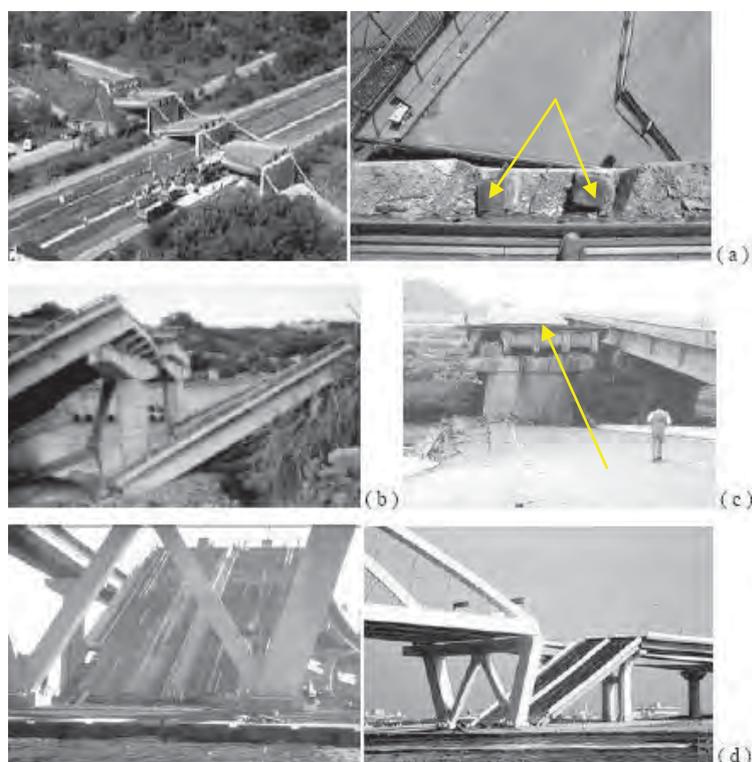


Figura 2.- Colapsos en puentes durante sismos recientes de elementos simplemente apoyados: (a) Sismo de Kocaeli, Turquía, agosto 17, 1999; se aprecia en la foto de la derecha el reducido tamaño de los neoprenos (10-12 cm) y de la longitud de apoyo (12-15 cm). (b) Sismo de Chi-Chi, Taiwán, septiembre 21, 1999; puente Shi-Wei. (c) Sismo de Chi-Chi, Taiwán, septiembre 21, 1999, puente Wu-Shi; obsérvese el daño por golpeteo en la porción de la superestructura que no colapsó. (d) Sismo de Kobe, Japón, enero 17, 1995, puente Nishinomiya.

La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno. Con base en las investigaciones posteriores a los sismos destructivos, se considera que las principales causas que han dado origen a los fallos en los puentes pueden resumirse en los siguientes aspectos generales

a) Ocurrencia de eventos con intensidades sísmicas superiores a las previstas por los códigos de construcción. Esto se debe en buena medida a alguno o varios de los siguientes aspectos: una estimación inadecuada de todas las fuentes sísmicas que afectan a una región determinada, imprecisión en la estimación de las magnitudes y frecuencia de ocurrencia que se producen en cada una de dichas fuentes y subestimación de la amplificación de las aceleraciones del terreno y de los efectos locales que se generan en determinadas regiones. Algunos temblores destructivos que han excedido los niveles de intensidad propuestos en los códigos de construcción vigentes al momento de ocurrir el sismo, son: México (1985), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros.

b) Presencia de fallas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño. La cercanía de una construcción a la fuente sísmica, conduce a movimientos no contemplados usualmente en el diseño. Los grandes desplazamientos del terreno que se presentan directamente en la zona que cruza la falla, han llevado al colapso a varias estructuras. Por otro lado, los registros sísmicos cercanos a las fallas muestran componentes verticales de consideración y pulsos de velocidad elevados. En la figura 3 se presenta el caso de dos puentes paralelos de concreto reforzado sobre el río Wu en Taiwán. Los puentes resultaron severamente dañados en el extremo norte, zona por la que se detectó el paso de la falla, con una dirección inclinada con respecto al eje longitudinal del puente. El desplazamiento del terreno ocasionó un movimiento relativo entre los tramos, que originó el desplome de dos claros del puente. Las pilas, que contaban con escaso refuerzo longitudinal y transversal, fallaron por cortante, conforme con la dirección del desplazamiento de la falla.



Figura 3.- Desplome de dos tramos de superestructura y falla por cortante (líneas en color rojo) en las pilas debido a una falla sísmica que cruza el puente (<http://nisee.berkeley.edu/taiwan/mahin/day02/day02.html>)

c) Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la estructura. La distribución irregular de rigideces origina que las pilas con menor longitud se vean sometidas a grandes demandas de fuerza cortante que en ocasiones no son adecuadamente consideradas en el análisis.

En la figura 4 se muestra la única columna, de un puente de seis claros, que resultó dañada. La columna afectada es la columna más corta, es decir, la de mayor rigidez, por ser la que atrae una mayor fuerza de inercia.



Figura 4.- Columna de longitud pequeña dañada por un evento sísmico (<http://nisee.berkeley.edu/taiwan/mahin/day02/day02.html>)

d) Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas. La filosofía de diseño sísmico de los reglamentos actuales, acepta la ocurrencia de daño en la estructura cuando se presenta el sismo de diseño. Debido a ello, es indispensable que en el diseño de los elementos en los que se espera que se produzca daño, se proporcionen los detalles adecuados para garantizar la capacidad de deformación que se requiere, evitando que se fracture el elemento y se genere un mecanismo de colapso. En estructuras de concreto es necesario proporcionar un confinamiento adecuado al núcleo de concreto, evitar los traslapes y colocar estribos estrechamente espaciados en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, y por supuesto, evitar fallas prematuras por cortante o cualquier otro tipo de falla frágil.

e) Fecha de construcción. En general, puede afirmarse que las estructuras construidas antes de la década de 1980 fueron proyectadas bajo criterios de diseño sísmico que no satisfacen los requerimientos actuales. Esta situación, aunada al deterioro natural que sufren los puentes con el tiempo, y al daño previo que pueden haber experimentado durante la ocurrencia de sismos pasados, permiten agrupar a estas estructuras, como aquellas con mayor susceptibilidad a experimentar daños en sismo futuros. Los datos obtenidos en zonas afectadas por sismo, permiten confirmar la aseveración anterior.

El procedimiento de diseño actual se basa generalmente en la fuerza o resistencia de la estructura. Este procedimiento para el diseño sísmico se ha utilizado por varias décadas y es muy frecuente en códigos técnicos por todo el mundo. El procedimiento permanece esencialmente sin cambios a partir de los años 50. Por lo tanto ha alcanzado un nivel perceptiblemente alto de comodidad debido a su familiaridad. Desafortunadamente, el diseño basado en resistencia fue desarrollado en los primeros tiempos de la ingeniería sísmica, antes de que la importancia de la ductilidad fuera reconocida.

La meta del diseño “**basado en desplazamientos**” es proporcionar un procedimiento racional en el cual se trate directamente la base filosófica del diseño sísmico basado en funcionamiento. Esa filosofía puede ser resumida como sigue:

- Durante pequeños terremotos, esperamos poco o nada de daño. Esto es característico de un estado del límite del servicio.
- En terremotos moderados, el daño se espera pero debe ser fácilmente reparable. Esto se puede describir como el estado del límite de control de daño.
- En terremotos severos, se espera que una estructura sufra un daño importante que no puede ser reparable, pero la estructura debe todavía sobrevivir. Esto se puede describir como el estado del límite de la supervivencia.

I.I.- Diseño por Desplazamientos

En forma ideal, las estructuras sismo-resistentes son diseñadas con una configuración simple de manera que su comportamiento sea modelado y analizado fácilmente, buscando que la disipación de energía se produzca en elementos claramente definidos.

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) ha ganado notable popularidad en la última década, esto por las muchas ventajas que ha mostrado ante el diseño convencional, “el Diseño Basado en Fuerzas” (DBF). La diferencia primordial entre los métodos DBD y DBF, es que el primero utiliza desplazamientos como una medida de la demanda sísmica y también como un indicador del daño. El DBD toma ventaja, del simple hecho de que los desplazamientos se correlacionan mejor con el daño que con las fuerzas.

A diferencia del diseño de edificios, la práctica actual de diseño de puentes es limitar su capacidad de respuesta lateral a la capacidad de las pilas. Es decir, los puentes se diseñan para que rótulas plásticas se desarrollen en las columnas y no en la superestructura.

Las razones que sustentan este criterio tienen que ver con la dificultad de desarrollar rotulas plásticas en la superestructura debido a que esta es generalmente mucho más rígida y fuerte que la subestructura y a que las secciones que se utilizan en la superestructura no son generalmente dúctiles.

Consecuentemente las superestructuras son diseñadas para soportar las cargas gravitatorias de servicio elásticamente, mientras que las subestructuras de puentes son entonces diseñadas para incursionar en el intervalo inelástico.

Con esto se logra disminuir la demanda de resistencia en los componentes de la subestructura y también en la superestructura y conexiones. Sin embargo, la incursión inelástica se traduce en daño estructural que debe ser controlado y limitado en la etapa de diseño.

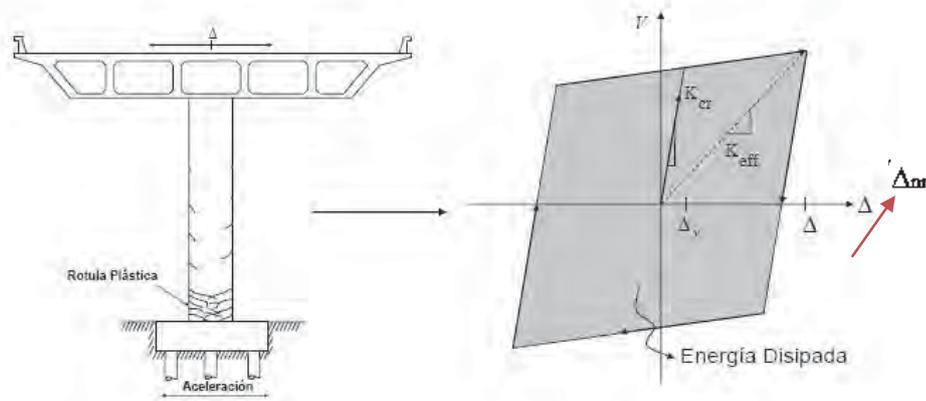


Figura 5.- Respuesta Inelástica de la subestructura de un puente

La figura 5 muestra la respuesta cíclica carga-desplazamiento ($V-\Delta$) típica de una pila de puente una vez que el sistema es empujado más allá del desplazamiento que causa la fluencia de la sección Δ_y , por lo que el sistema comienza a experimentar daño que se traduce en degradación de su rigidez. Si la carga es removida existe un desplazamiento o daño irreparable Δ_{nr} , si la sección se somete a varios ciclos de desplazamiento la resistencia también se degrada. Parecería entonces que todos los efectos de la incursión inelástica son negativos, sin embargo, un aspecto positivo es la disipación de energía que ocurre en cada ciclo y que está relacionada con el área dentro del lazo histerético Jara M. Jara J.M. y Medina S.I. 'Diseño Sísmico de Puentes Basado en Desplazamientos'.

El procedimiento basado en desplazamientos tiene como parámetros principales de diseño el desplazamiento lateral de los apoyos y el desplazamiento de las pilas, y a través de ellos, se intenta controlar el nivel de daño (fig. 6 y fig. 7). Mediante el espectro de desplazamientos correspondiente al sitio y al nivel de intensidad sísmica para el que se diseña, se determinan las características de los apoyos y la rigidez necesaria de las pilas.



Figura 6.- Disipación de Energía en un Puente

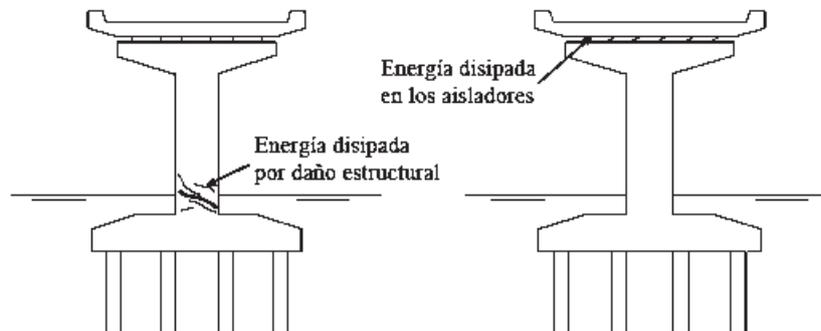


Figura 7.- Disipación de Energía en un puente sin y con aisladores.

Una vez definidas las dimensiones de los elementos, se revisa la resistencia de la sección y los detalles del armado longitudinal y de los estribos que se requieren para alcanzar los niveles de confinamiento y ductilidad establecidos en un principio.

Como al inicio del proceso se desconocen los desplazamientos definitivos de los apoyos y de las pilas, el procedimiento deberá repetirse hasta que los desplazamientos que se proponen, coincidan razonablemente con los que se derivan de las rigideces obtenidas en las siguientes etapas del proceso.

Si la sección de los apoyos o de las pilas es insuficiente, también deberá repetirse el procedimiento, usando los valores que se obtuvieron en la etapa previa.

La precisión del método depende en buena medida de la exactitud con la que pueda anticiparse la configuración deformada del puente al inicio del proceso. Es por ello que este método funciona mejor en el caso de puentes regulares cuya respuesta se deba fundamentalmente al primer modo de vibrar. Sin embargo, si se logra estimar con precisión la influencia y configuración de los desplazamientos para todos los modos significativos, el procedimiento dará resultados razonables.

En todo caso, los resultados se aproximan mejor a los que se obtienen con un diseño tradicional basado en resistencia, Kowalsky et al (1995), Calvi y Kingsley (1995), Priestley (2000) y Chopra y Goel (2000), han propuesto el marco conceptual del método de diseño basado en los desplazamientos como una alternativa para el control del comportamiento estructural.

Los reglamentos del Departamento de Transporte de California (Caltrans, 1999), el Applied Technology Council (ATC-32 1996), la Japan Road Association (JRA, 1996), y las especificaciones para el aislamiento sísmico de estructuras de las AASHTO (1999), han adoptado un criterio de diseño por desplazamientos conforme con la filosofía del diseño por desempeño.

Este criterio ha sido adoptado también en algunos códigos para edificios (ATC-40 1996, FEMA 1997 y UBC 1991) y cabe resaltar que este cuenta cada vez con una mayor aceptación. (Manuel Jara D., José M. Jara G. y Sergio I. Medina C. 'Diseño Sísmico de Puentes Basado en Desplazamientos')

SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA DE PUENTES

La experiencia obtenida en los últimos años, ha permitido establecer algunas medidas de protección de puentes contra los eventos sísmicos. Tradicionalmente, se ha recurrido a la modificación de la resistencia, rigidez, masa o geometría de una estructura, cuando se intenta incrementar la capacidad y/o reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que se generan como resultado de las oscilaciones provocadas por un sismo, y se confía a la ductilidad de la subestructura para disipar la energía adicional en el caso de sismos extremos.

Como alternativa, el control de vibraciones es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para reducir los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en las estructuras durante un temblor, y consiste en el uso de dispositivos externos de carácter pasivo o activo.

El criterio en el que se basa esta estrategia de control se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación.

La adecuada aplicación de este criterio conduce, en ciertos casos, a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante la aceptación de daño en los elementos que la forman.

A pesar de que el control de las vibraciones es un campo de investigación en ingeniería civil relativamente reciente, el número de publicaciones de carácter teórico, experimental y de aplicación, es extenso, y en zonas de alta sismicidad e intensidad del viento, actualmente se reconoce al control estructural como una alternativa importante en el diseño, tanto en puentes nuevos, como en el refuerzo de puentes existentes.

En general, los dispositivos se han agrupado como función de su forma de trabajo en dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo. A continuación se hace una descripción de los sistemas que hasta ahora se han desarrollado.

DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO

Como función de su forma de trabajo y objetivo de uso, existen tres sistemas principales desarrollados en la actualidad:

- Disipadores de energía
- Osciladores resonantes
- Aisladores de base

Los disipadores de energía modifican la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía, es decir transforman la energía cinética que transmite el sismo a la estructura en calor. Su funcionamiento depende de los desplazamientos o de la velocidad en los dispositivos.

Un oscilador resonante es una o varias masas adicionales con ciertas propiedades dinámicas que, adecuadamente elegidas considerando el movimiento del puente, reducen su respuesta estructural.

Los aisladores de base son elementos que se colocan comúnmente entre la subestructura y superestructura de un puente para intentar aislar el movimiento del terreno del movimiento de la estructura. Es decir incrementan el periodo fundamental de vibración de una estructura, con el objeto de alejarla de las zonas del espectro de respuesta en las que se concentra la energía del sismo.

DISIPADORES DE ENERGÍA

Estos dispositivos se ubican generalmente en contravientos o uniendo el cabezal de estribos de puentes con la superestructura, con la finalidad disminuir o eliminar la disipación de energía histerética en las conexiones viga-columna de la estructura.

Los primeros disipadores de energía se utilizaron con la intención de proporcionar amortiguamiento adicional a los sistemas de aislamiento de base y eran generalmente disipadores de tipo metálico.

Su desarrollo ha evolucionado hasta el grado en que pueden emplearse como una alternativa a los sistemas de aislamiento. Se pueden agrupar, de acuerdo con la manera en que disipan energía, en los siguientes:

1) Dependientes del desplazamiento

- Por fluencia del material
- Por extrusión
- Por fricción

2) Dependientes de la velocidad

- Por comportamiento viscoso y viscoelástico

I.II.- SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

Estos sistemas tienen como finalidad aislar el movimiento sísmico del movimiento de la estructura. En los puentes se colocan regularmente entre la subestructura (pilas y estribos) y la superestructura.

Al colocarlos se alarga considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura con el objeto de alejarla de las zonas de mayor amplificación del espectro de respuesta y con esto reducir la demanda de fuerzas en las pilas del puente.

Para evitar que los desplazamientos resulten excesivos y reducir aún más la respuesta de la estructura, estos dispositivos se suelen combinar con algún tipo de amortiguador mecánico.

No obstante que estos dispositivos se han aplicado en una gran variedad de estructuras, las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por cambios de temperatura.

Esto permitió la sustitución, sin mayores modificaciones, de las placas de neopreno por aisladores de base.

Entre los primeros aisladores de base fabricados comercialmente se encuentran los apoyos rectangulares o circulares formados con placas de hule vulcanizadas con placas más delgadas de acero (figura 8). Este sistema es muy flexible horizontalmente pero tiene gran rigidez vertical. Su disipación de energía es pequeña y su objetivo fundamental consiste en flexibilizar lateralmente la estructura.

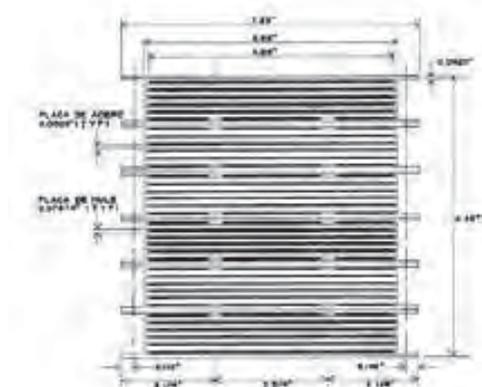


Figura 8.- Aislador sísmico con placas de hule y acero

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y su base.

Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija. Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.

APOYOS ELASTOMERICOS

Está formado por un conjunto de láminas planas de neopreno intercaladas por placas planas de acero adheridas a la goma y cubierto en sus extremos superior e inferior por dos placas de acero en las cuales se conecta con la superestructura en su parte superior y la base en su parte inferior (figura 9).

Entre las placas planas de acero, la lámina de goma puede deformarse en un plano horizontal y de esta manera permitir el desplazamiento horizontal de la estructura relativo al suelo.

Para evitar excesivas deformaciones verticales, las placas intermedias de acero del aislador cumplen la función de restringir la expansión lateral (bajo carga vertical) del dispositivo. Este hecho tiene efectos importantes en el funcionamiento de un sistema de aislación de goma.



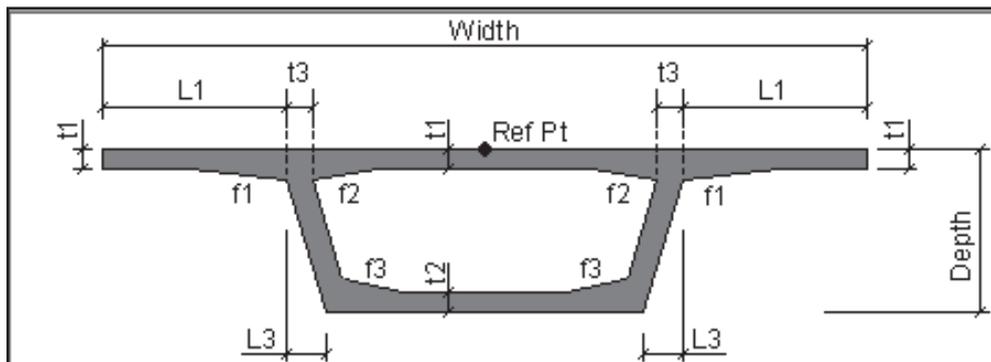
Figura 9.- Apoyo Elastomérico



II.-PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASAS PARA PUENTES CON DIFERENTES RELACIONES CLARO, ALTURA

A continuación se presentan los resultados obtenidos por medio del programa **SAP 2000 V.11** para diferentes puentes en función de su relación claro altura, esto con el objetivo de proporcionar una visión del comportamiento de cada uno de ellos. Para el diámetro de las columnas se escogió la relación $H/8$, donde H es la altura de la columna y L la longitud del claro.

Sección transversal de la superestructura y datos utilizados:



- Section Data

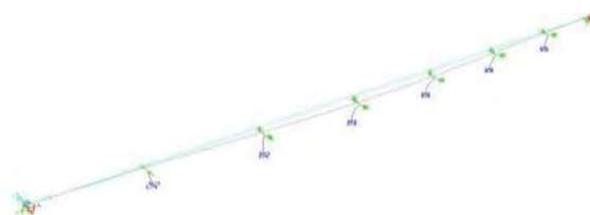
Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	SECCION1
Material Property	CONC
Total Width	8400.
Total Depth	1800.
Exterior Girder Bottom Offset (L3)	580.
Slab and Girder Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	225.
Bottom Slab Thickness (t2)	200.
Exterior Girder Thickness (t3)	269.
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	1370.
f2 Horizontal Dimension	1200.
f3 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	125.
f2 Vertical Dimension	125.
f3 Vertical Dimension	0.
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	1370.
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	1370.
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0.

En las siguientes tablas se presentan las características correspondientes a los periodos fundamentales, modos de vibrar y participación de masas acumuladas, de los puentes regulares apoyados monolíticamente.

PERIODOS FUNDAMENTALES DE PUENTES REGULARES										
RESTRICCIONES (U1, U2, U3 y R1) DE SU SISTEMA LOCAL CORRESPONDIENTE										
L (m)	H (m)	RELACIÓN L/H	MODO	T _{1LONG}	MODO	T _{1TRANSV}	MODO	T _{1TOR}	MODO	T _{1FLEX}
60	5	12	12	0.1282	1	1.55477	4	0.67829	2	1.00201
50	5	10	12	0.1026	1	1.11017	4	0.4786	2	0.69849
60	6		12	0.12819	1	1.55275	4	0.67786	2	1.00146
40	5	8	11	0.07928	1	0.86823	4	0.32489	2	0.44927
56	7		12	0.11476	1	1.19624	4	0.57008	2	0.85701
30	5	6	11	0.057088	1	0.59479	5	0.19619	2	0.25483
48	8		11	0.09597	1	1.027	4	0.44144	2	0.62364
20	5	4	9	0.04104	1	0.31565	5	0.09913	2	0.13834
32	8		11	0.06191	1	0.63438	4	0.22129	2	0.28305
10	5	2	12	0.01736	1	0.09984	4	0.0365	2	0.08534
14	7		9	0.0295	1	0.17674	4	0.05865	2	0.07647



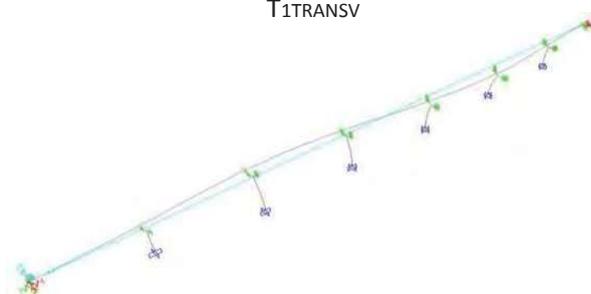
T_{1LONG}



T_{1TRANSV}



T_{1FLEX}



T_{1TOR}

ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO

Ing. Sergio Iván Medina Coronel

% DE PARTICIPACIÓN DE MASAS ACUMULADAS DE PUENTES REGULARES																		
RESTRICCIONES (U1, U2, U3 y R1) DE SU SISTEMA LOCAL CORRESPONDIENTE																		
L	H	RELACIÓN	MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
(m)	(m)	L/H		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz
60	5	12	12	0.3774	0.9438	0.9082	1	0	0.8236	0.6242	4	0.0045	0.8236	0.7803	2	0	0.8236	0.6242
50	5	10	12	0.5928	0.9164	0.8891	1	0	0.8262	0.6269	4	0.0064	0.8262	0.7838	2	0	0.8262	0.6269
60	6		12	0.3774	0.9437	0.9081	1	0	0.8235	0.6242	4	0.0045	0.8235	0.7803	2	0	0.8235	0.6242
40	5	8	11	0.7899	0.919	0.8934	1	0	0.8289	0.6306	4	0.0097	0.8289	0.7871	2	0	0.8289	0.6306
56	7		12	0.6108	0.9398	0.9056	1	0	0.8221	0.6245	4	0.0053	0.8221	0.7809	2	0	0.8221	0.6245
30	5	6	11	0.8511	0.9254	0.9033	1	0	0.8356	0.6392	5	0.0153	0.8356	0.7964	2	0	0.8356	0.6392
48	8		11	0.7757	0.9085	0.8836	1	0	0.8208	0.626	4	0.0071	0.8208	0.7807	2	0	0.8208	0.626
20	5	4	9	0.8067	0.9339	0.8786	1	0	0.8452	0.6522	5	0.0224	0.8452	0.8102	2	0	0.8452	0.6522
32	8		11	0.8442	0.9112	0.8904	1	0	0.8251	0.6341	4	0.0154	0.8251	0.7872	2	0	0.8251	0.6341
10	5	2	12	0.8861	0.9565	0.9121	1	0	0.8652	0.6823	4	0.0481	0.8652	0.84	2	0	0.8652	0.6823
14	7		9	0.7005	0.9443	0.8953	1	0	0.8467	0.6656	4	0.0412	0.8467	0.8185	2	0	0.8467	0.6656

Donde:

T1LONG=Periodo longitudinal

T1TRANSV=Periodo transversal

T1TOR=Periodo de torsión

T1FLEX=Periodo de flexión

Mx= % Masa acumulada correspondiente a la dirección longitudinal X

My= %Masa acumulada correspondiente a la dirección vertical Y

Rz= % Masa acumulada correspondiente a la rotación en Z

En las siguientes tablas se presentan las características correspondientes a los periodos fundamentales, modos de vibrar y participación de masas acumuladas, de los puentes regulares apoyados sobre neoprenos.

PUENTES REGULARES (PERIODOS) CON NEOPRENOS (K=2868.00 kg/cm)										
L (m)	H (m)	RELACIÓN L/H	MODO	T _{1LONG}	MODO	T _{1TRANSV}	MODO	T _{1TOR}	MODO	T _{1FLEX}
60	5	12	2	2.18853	1	2.26092	3	1.44381	4	1.0528
50	5	10	1	1.91463	2	1.8774	3	1.27581	4	0.73197
60	6		2	2.18853	1	2.26092	3	1.44381	4	1.0528
40	5	8	1	1.71272	2	1.61637	3	1.12223	5	0.46952
56	7		2	1.96603	1	2.01526	3	1.36353	4	0.91741
30	5	6	1	1.48377	2	1.35795	3	0.96147	5	0.28229
48	8		2	1.79951	1	1.80364	3	1.24022	4	0.67481
20	5	4	1	1.21261	2	1.08717	3	0.77979	4	0.2134
32	8		1	1.47082	2	1.39033	3	0.99071	5	0.30154
10	5	2	1	0.86018	2	0.76113	3	0.54687	6	0.13179
14	7		1	0.97795	2	0.89003	3	0.64761	8	0.10393

PUENTES REGULARES (% DE PARTICIPACIÓN DE MASAS) CON NEOPRENOS (K=2868.00 kg/cm)																		
L (m)	H (m)	RELACIÓN L/H	MODO	T _{1LONG}			MODO	T _{1TRANSV}			MODO	T _{1TOR}			MODO	T _{1FLEX}		
				Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz
60	5	12	2	1	0.95	0.71	1	0	0.95	0.71	3	1	0.95	0.96	4	1	0.95	0.96
50	5	10	1	1	0	0	2	1	0.97	0.73	3	1	0.97	0.98	4	1	0.97	0.98
60	6		2	1	0.95	0.71	1	0	0.95	0.71	3	1	0.95	0.96	4	1	0.95	0.96
40	5	8	1	1	0	0	2	1	0.98	0.74	3	1	0.98	0.99	5	1	0.99	0.99
56	7		2	0.99	0.95	0.72	1	0	0.95	0.72	3	0.99	0.95	0.96	4	0.99	0.95	0.96
30	5	6	1	0.99	0	0	2	0.99	0.99	0.74	3	0.99	0.99	0.99	5	0.99	0.99	0.99
48	8		2	0.98	0.96	0.72	1	0	0.96	0.72	3	0.98	0.96	0.97	4	0.98	0.96	0.97
20	5	4	1	0.99	0	0	2	0.99	0.99	0.74	3	0.99	0.99	0.99	4	0.99	0.99	0.99
32	8		1	0.98	0	0	2	0.98	0.96	0.73	3	0.98	0.96	0.97	5	0.98	0.97	0.97
10	5	2	1	0.99	0	0	2	0.99	0.97	0.73	3	0.99	0.97	0.98	6	0.99	0.97	0.98
14	7		1	0.97	0	0	2	0.97	0.95	0.72	3	0.97	0.95	0.95	8	0.98	0.99	0.99

De los resultados obtenidos en las tablas anteriores (puentes regulares) se puede observar lo siguiente:

Apoyo Monolítico

- T_{1LONG} se presenta en los modos 9 al 12
- $T_{1TRANSV}$ se encuentra principalmente ubicado en el 1er modo
- T_{1TOR} se presenta en los modos 4 al 5
- T_{1FLEX} se presenta en el modo 2
- M_x solamente tiene influencia en el periodo T_{1LONG}
- M_y su influencia es la misma en todos los casos con excepción de T_{1LONG}
- R_z su influencia es la misma en todos los casos con excepción de T_{1LONG}

Apoyado sobre Neoprenos

- T_{1LONG} y $T_{1TRANSV}$ se presenta en los primeros modos 1 al 2
- T_{1TOR} se presenta en el modo 3
- T_{1FLEX} se presenta en los modos 4 al 8
- M_x tiene influencia en todos los periodos con excepción de $T_{1TRANSV}$ en algunos casos
- M_y influye en todos los casos de igual forma con excepción de T_{1LONG}
- R_z influye en todos los casos de igual forma con excepción de T_{1LONG} y $T_{1TRANSV}$

De las observaciones anteriores se puede deducir que al implementar los neoprenos al puente, el periodo longitudinal que anteriormente se encontraba entre los últimos 12 modos paso a encontrarse entre los dos primeros, el transversal no sufrió muchos cambios, el de torsión se localizó principalmente en el modo 3, el de flexión que se encontraba en el modo 2 paso a localizarse entre los modos intermedios del 4 al 8 y en lo que a la participación de masas se refiere se puede deducir que esta es función de los modos de vibrar de la estructura, es decir por ejemplo en el periodo longitudinal como este paso a ser uno de los primeros modos la M_x paso a ser una de las principales llegando a tener valores de la unidad y muy cercanos a esta, debido a esto la M_y y R_z no presentan influencia alguna con excepción de algunos casos. Se pudiera concluir que esto se debe principalmente al cambio de rigidez en los apoyos.

En las siguientes tablas se presentan las características correspondientes a los periodos fundamentales, modos de vibrar y participación de masas acumuladas, de los puentes irregulares apoyados monolíticamente.

PUENTES IRREGULARES (PERIODOS) SIN NEOPRENOS											
RESTRICCIONES (U1, U2, U3 y R1) DE SU SISTEMA LOCAL CORRESPONDIENTE											
L	Ha	Hb	Hc	MODO	T1LONG	MODO	T1TRANSV	MODO	T1TOR	MODO	T1FLEX
(m)	(m)	(m)	(m)								
60	20	5	20	9	0.23261	1	1.22689	3	0.72074	2	0.77545
	5	20	5	9	0.22052	1	0.7404	6	0.31796	2	0.66249
	20	20	5	9	0.22307	1	1.1833	4	0.51936	2	0.68431
40	30	5	30	9	0.14859	2	0.3642	1	0.42589	3	0.31061
	5	30	5	8	0.15465	1	0.80618	2	0.36824	3	0.35775
	30	30	5	8	0.1598	1	0.81253	2	0.41025	3	0.34724
20	20	5	20	12	0.0526	1	0.29526	2	0.14652	4	0.10715
	5	20	5	10	0.05261	1	0.30352	2	0.12489	3	0.11085
	20	20	5	12	0.05299	1	0.30773	2	0.13717	3	0.10946
60	40	20	5	9	0.23465	1	1.17057	2	0.76736	3	0.74467
	40	5	20	11	0.23909	1	1.34479	3	0.79572	2	0.82802
	20	40	5	11	0.23682	1	1.63852	3	0.71502	2	0.82846

PUENTES IRREGULARES (% DE PARTICIPACIÓN DE MASAS) SIN NEOPRENOS																			
RESTRICCIONES (U1, U2, U3 y R1) DE SU SISTEMA LOCAL CORRESPONDIENTE																			
L	Ha	Hb	Hc	MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
(m)	(m)	(m)	(m)		Mx	My	Rz		MX	My	Rz		Mx	My	RZ		Mx	My	RZ
60	20	5	20	9	0.001	0.793	0.761	1	0.000	0.656	0.502	3	0.000	0.656	0.615	2	0.000	0.656	0.502
	5	20	5	9	0.010	0.839	0.817	1	0.000	0.400	0.314	6	0.002	0.400	0.347	2	0.002	0.404	0.314
	20	20	5	9	0.002	0.805	0.814	1	0.000	0.543	0.280	4	0.001	0.543	0.328	2	0.000	0.543	0.280
40	30	5	30	9	0.534	0.700	0.687	2	0.000	0.690	0.657	1	0.000	0.000	0.119	3	0.025	0.690	0.657
	5	30	5	8	0.492	0.694	0.652	1	0.000	0.667	0.546	2	0.000	0.667	0.630	3	0.004	0.667	0.630
	30	30	5	8	0.633	0.679	0.652	1	0.000	0.615	0.561	2	0.000	0.632	0.606	3	0.001	0.632	0.606
20	20	5	20	12	0.803	0.837	0.779	1	0.000	0.643	0.492	2	0.000	0.643	0.629	4	0.145	0.815	0.761
	5	20	5	10	0.771	0.863	0.786	1	0.000	0.704	0.557	2	4.5.5E-19	0.704	0.557	3	0.074	0.704	0.661
	20	20	5	12	0.780	0.848	0.785	1	0.000	0.668	0.558	2	0.000	0.686	0.612	3	0.011	0.686	0.612
60	40	20	5	9	0.181	0.719	0.745	1	0.000	0.573	0.565	2	0.000	0.617	0.596	3	0.000	0.617	0.596
	40	5	20	11	0.055	0.812	0.766	1	0.000	0.662	0.435	3	0.002	0.668	0.596	2	0.002	0.662	0.435
	20	40	5	11	0.058	0.823	0.801	1	0.000	0.639	0.520	3	0.002	0.641	0.609	2	0.002	0.639	0.520

En las siguientes tablas se presentan las características correspondientes a los periodos fundamentales, modos de vibrar y participación de masas acumuladas, de los puentes irregulares apoyados sobre neoprenos.

PUENTES IRREGULARES (PERIODOS) CON NEOPRENOS (K=2868.00 kg/cm)											
L	Ha	Hb	Hc	MODO	T1LONG	MODO	T1TRANSV	MODO	T1TOR	MODO	T1FLEX
(m)	(m)	(m)	(m)								
60	20	5	20	2	2.0633	1	2.27766	3	1.63307	5	1.03484
	5	20	5	2	1.83251	1	2.03761	3	1.55872	5	1.03463
	20	20	5	2	1.89312	1	2.14272	3	1.5904	5	1.03469
40	30	5	30	2	1.5219	1	1.59225	3	1.24806	9	0.4614
	5	30	5	1	1.76771	2	1.70139	3	1.25419	7	0.46153
	30	30	5	2	1.68438	1	1.72891	3	1.26461	9	0.46148
20	20	5	20	1	1.20149	2	1.1403	3	0.85722	12	0.11741
	5	20	5	1	1.27224	2	1.14432	3	0.86101	13	0.11741
	20	20	5	1	1.2015	2	1.14012	3	0.85912	12	0.11741
60	40	20	5	2	2.03211	1	2.21209	3	1.62641	5	1.0348
	40	5	20	2	2.30691	1	2.68785	3	1.73177	5	1.03472
	20	40	5	2	2.30532	1	2.84395	3	1.63595	5	1.03475

PUENTES IRREGULARES (% DE PARTICIPACIÓN DE MASAS) CON NEOPRENOS (K=2868.00 kg/cm)																			
L	Ha	Hb	Hc	MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
					Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz		Mx	My	Rz
60	20	5	20	2	0.86	0.78	0.6	1	0.0000	0.78	0.6	3	0.86000	0.78	0.8	5	0.860	0.85	0.86
	5	20	5	2	0.88	0.8	0.62	1	0.0000	0.8	0.62	3	0.88000	0.8	0.83	5	0.880	0.87	0.88
	20	20	5	2	0.84	0.76	0.54	1	0.0000	0.76	0.54	3	0.84000	0.77	0.82	5	0.840	0.83	0.88
40	30	5	30	2	0.55	0.53	0.41	1	0.0000	0.53	0.41	3	0.55000	0.53	0.55	9	0.780	0.79	0.8
	5	30	5	1	0.71	0	0	2	0.7100	0.69	0.57	3	0.71000	0.69	0.75	7	0.870	0.87	0.89
	30	30	5	2	0.57	0.56	0.6	1	0.0000	0.56	0.6	3	0.57000	0.56	0.71	9	0.810	0.81	0.88
20	20	5	20	1	0.7	0	0	2	0.7000	0.68	0.52	3	0.70000	0.68	0.69	12	0.870	0.88	0.88
	5	20	5	1	0.81	0	0	2	0.8100	0.79	0.63	3	0.81000	0.79	0.83	13	0.920	0.92	0.94
	20	20	5	1	0.7	0	0	2	0.7000	0.68	0.62	3	0.70000	0.68	0.8	12	0.870	0.87	0.93
60	40	20	5	2	0.58	0.53	0.63	1	0.0000	0.53	0.63	3	0.58000	0.54	0.77	5	0.580	0.58	0.82
	40	5	20	2	0.9	0.79	0.43	1	0.0000	0.79	0.43	3	0.90000	0.83	0.81	5	0.900	0.89	0.86
	20	40	5	2	0.9	0.78	0.64	1	0.0000	0.78	0.64	3	0.90000	0.78	0.85	5	0.900	0.89	0.94

De los resultados obtenidos en las tablas anteriores (**puentes irregulares**) se puede observar lo siguiente:

Apoyo Monolítico

- T_{1LONG} se presenta en los modos 9 al 12
- $T_{1TRANSV}$ se encuentra principalmente ubicado en el 1er y 2° modo
- T_{1TOR} se puede presentar en los modos 1 al 6
- T_{1FLEX} se puede presentar en los modos 2 al 4
- M_x solamente tiene influencia en el periodo T_{1LONG} para algunos casos
- M_y su influencia es la misma en todos los casos con excepción de T_{1LONG}
- R_z su influencia es parecida en todos los casos con excepción de T_{1LONG}

Apoyado sobre Neoprenos

- T_{1LONG} y $T_{1TRANSV}$ se presenta en los primeros modos 1 al 2
- T_{1TOR} se presenta en los modo 3
- T_{1FLEX} se puede presentar en los modos 5 al 12
- M_x tiene influencia en todos los periodos con excepción de $T_{1TRANSV}$ en algunos casos
- M_y influye en todos los casos de igual forma con excepción de T_{1LONG}
- R_z influye en todos los casos de igual forma con excepción de T_{1LONG}

De las observaciones anteriores se puede deducir que al implementar los neoprenos al puente, el periodo longitudinal que anteriormente se encontraba entre los últimos 12 modos paso a encontrarse entre los dos primeros, el transversal no sufrió muchos cambios, el de torsión se localizo principalmente en el modo 3, el de flexión que se encontraba en los modos 2 al 4 paso a localizarse entre los modos 5 al 12 y en lo que a la participación de masas se refiere se puede deducir que esta ya no es función de los modos de vibrar de la estructura debido a la irregularidad de la misma.

En general de los dos casos (P. regulares y P. irregulares) se puede concluir que su comportamiento es variable entre un caso y otro, por lo que se deduce que los criterios de diseño que se apliquen a estos deberán estar en función de las características y propiedades que predominen en cada caso.

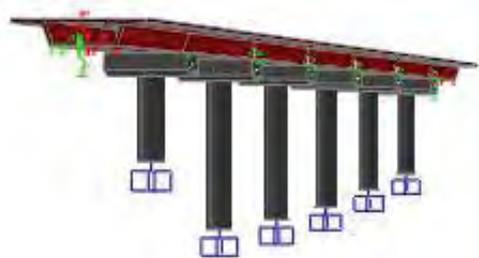
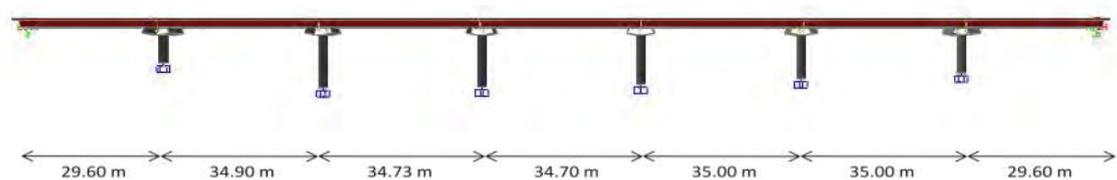


III.-INFORMACION CARACTERISTICA DE LOS PUENTES AESTUDIAR

A continuación se presenta la configuración geométrica de los puentes empleados para este estudio (puente la chuta y puente motin de oro)

III.I.- Puente la Chuta

Este puente se encuentra ubicado en la carretera Playa Azul – Manzanillo en el estado de Michoacán. Tiene una longitud total de 233.60 m distribuida en siete tramos continuos, los dos extremos con una longitud de 29.6 m y los otros cinco tramos cercanos a los 35.0 m. Las pilas son circulares de 2 m de diámetro y con alturas variables de 6.25 m a 11.76 m y el sistema de piso está formado por una sección en cajón de 1.80 m de peralte con un ancho total de 960 cm.



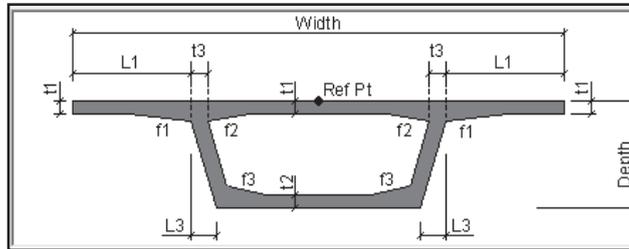
Hp1= 6.25 m Hp2= 11.76 m Hp3= 11.56 m Hp4= 11.00 m Hp5= 9.74 m Hp7= 8.45 m



$L_T=233.53$ m
 Losa Continua
 D. pilas = 2 m

Figura 10.- Propiedades Geometricas Puente la CHuta

A continuación se muestran las características geométricas de la sección transversal de la superestructura



Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	BSEC1
Material Property	CONC
Total Width	960.
Total Depth	180.
Exterior Girder Bottom Offset (L3)	58.
Slab and Girder Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	22.5
Bottom Slab Thickness (t2)	20.
Exterior Girder Thickness (t3)	26.9
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	137.
f2 Horizontal Dimension	120.
f3 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	12.5
f2 Vertical Dimension	12.5
f3 Vertical Dimension	0.
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	197.
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	197.
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0.

The software interface shows a diagram of the bridge section with a coordinate system (X and Y axes). Below the diagram are input fields for X and Y coordinates, a 'Do Snap' checkbox, and a 'Show Section Details...' button. The 'Girder Output' section has a 'Modify/Show Girder Force Output Locations...' button. The 'AASHTO - PCI - ASBI Standard Section Parameters' section includes dropdown menus for 'Span Range in Meters' (30.5 to 45.7 Meters), 'Depth in Millimeters and Type' (1800 Millimeters, Type 1), and 'Deck Width in Millimeters' (9600 Millimeters). There is a 'Convert To Editable Section' button and a unit selector set to 'Kgf. cm. C'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

III.II.- Puente Motín de Oro

Se encuentra ubicado en la carretera Playa Azul – Manzanillo, en los límites de los estados de Michoacán y Colima. Tiene una longitud total de 109.85 m, y está formado por cuatro tramos, con 25.15 m de longitud en los extremos y 29.8 m en los centrales. La superestructura es continua y consiste en una sección en cajón con un peralte de 1.80 y 10.0 m de ancho total, las pilas son de concreto reforzado tipo muro y tienen la misma sección transversal (ancho=4.8m y un espesor=0.8m) y tienen una altura de 5.0 m.

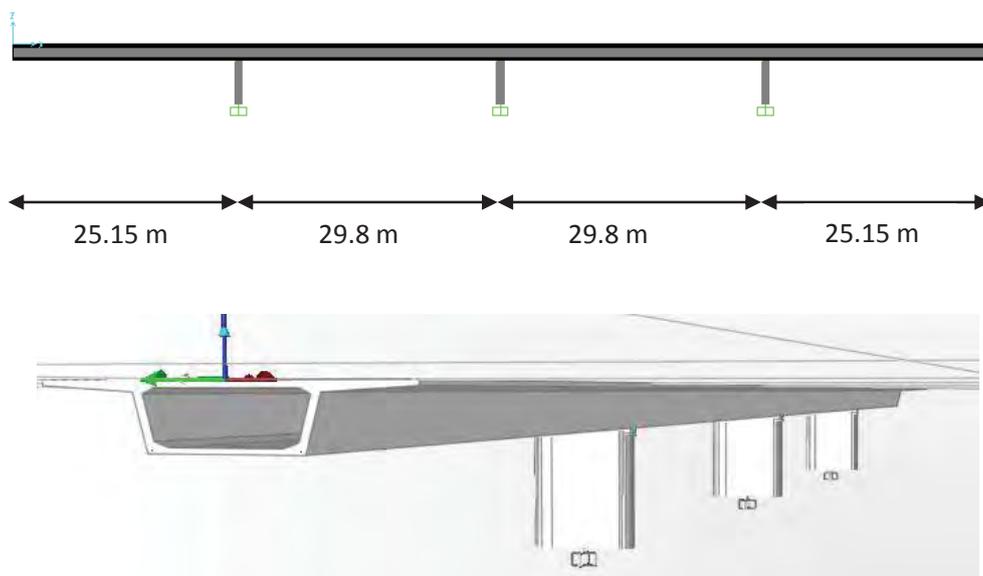
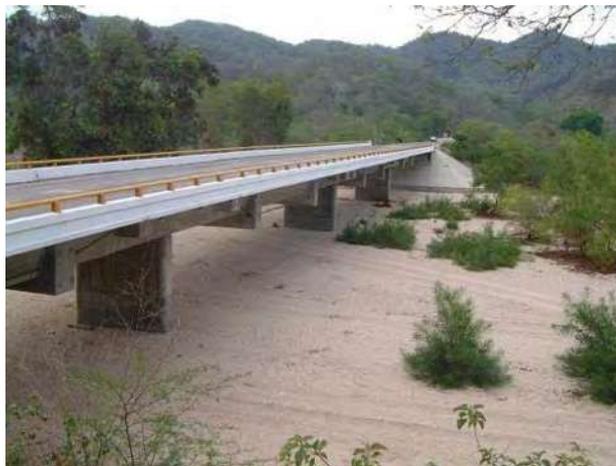
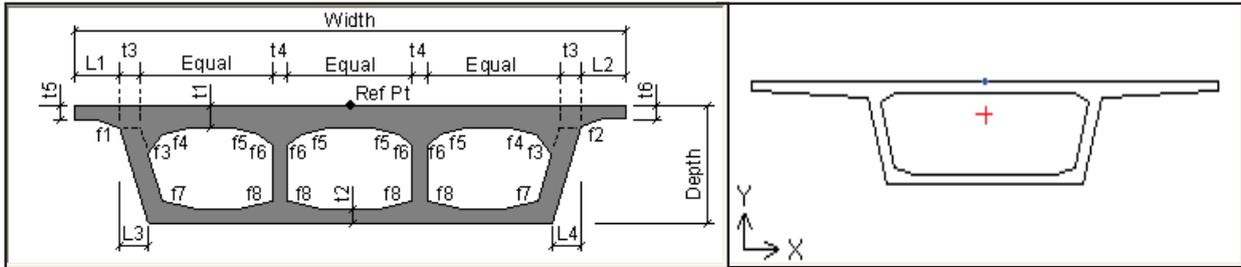


Figura 11.- Propiedades Geometricas Puente Motin de Oro

A continuación se muestran las características geométricas de la sección transversal de la superestructura



Section Data	
Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	M.ORO
Material Property	CONC
Number of Interior Girders	0
Total Width	10000.
Total Depth	1800.
Left Exterior Girder Bottom Offset (L3)	400.
Right Exterior Girder Bottom Offset (L4)	400.
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Models)	No
Slab and Girder Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	200.
Bottom Slab Thickness (t2)	150.
Exterior Girder Thickness (t3)	250.
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	2500.
f2 Horizontal Dimension	2500.
f3 Horizontal Dimension	300.
f4 Horizontal Dimension	0.
f5 Horizontal Dimension	0.
f6 Horizontal Dimension	300.
f7 Horizontal Dimension	400.
f8 Horizontal Dimension	400.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	150.
f2 Vertical Dimension	150.
f3 Vertical Dimension	150.
f4 Vertical Dimension	0.
f5 Vertical Dimension	0.
f6 Vertical Dimension	150.
f7 Vertical Dimension	150.
f8 Vertical Dimension	150.
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	2500.
Left Overhang Outer Thickness (t5)	150.
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	2500.
Right Overhang Outer Thickness (t6)	150.
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0.



IV.-DISEÑO DE LOS AISLADORES

A continuación se muestra el procedimiento de diseño de los apoyos de ambos puentes tomando como referencia de diseño lo especificado por Buckle I. Constantinou M. et al. "SEISMIC ISOLATION OF HIGHWAY BRIDGES". Los aisladores de base consisten en apoyos de neopreno con núcleo de plomo.

IV.1.1.-Puente la Chuta

Diseño de los aisladores para el Puente la Chuta
(Apoyos de neopreno con núcleo de plomo)

Espectro de diseño para Estructuras del Grupo B <i>*Para Estructuras Del Grupo A, multiplicar por 1.5</i>						
Zona sísmica de la República Mexicana	Tipo de suelo	a_0	C	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona A	I (T. Firme)	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II (T. de Transición)	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III (T. Compresible)	0.05	0.20	0.6	2.5	1
Zona B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
Zona C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
Zona D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c-a_0)(T/T_a); & \text{si } T < T_a \\
 a &= c; & \text{si } T_a < T < T_b \\
 a &= c(T_b/T)^r; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned}$$

Donde :

a = Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad

a_0 = Valor de a que corresponde a $T = 0$

c = Coeficiente sísmico.

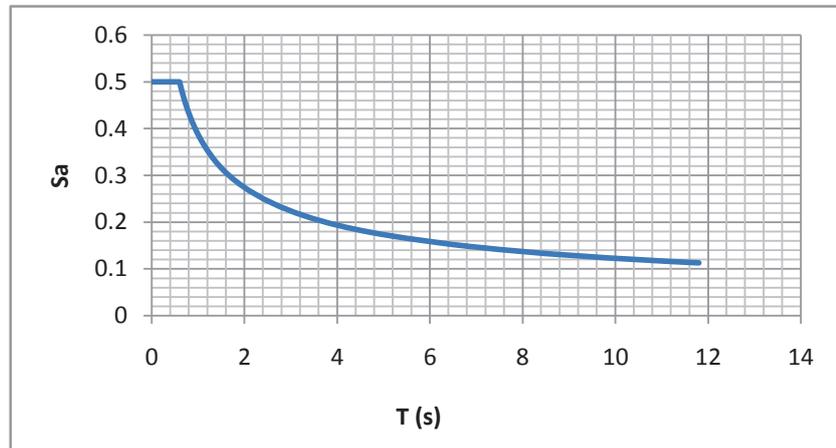
T = Periodo natural de vibración de la estructura (en segundos).

T_a, T_b = Periodos característicos de los espectros de diseño (en segundos).

Espectro de diseño para un terreno tipo I, ubicado en la zona D. CFE (1993), "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO"

DATOS

$a_0 = 0.5$
 $C = 0.5$
 $T(a) = 0$
 $T(b) = 0.6$
 $r = 0.5$



Después de realizar el modelo del puente en el programa Sap se obtuvo un periodo de la estructura sin aislar de $T_{e_{\text{sin aislar}}} = 0.80669 \text{ s}$ en la dirección transversal, con una altura de pilas de:

N° PILA	H (m)
1	6.25
2	11.76
3	11.56
4	11.00
5	9.74
6	8.45

El procedimiento para el diseño de los aisladores de puentes es como sigue:

1. Cálculo del diámetro mínimo requerido del núcleo de plomo
2. Se calculan los valores del periodo efectivo y porcentaje de amortiguamiento
3. Cálculo del diámetro del núcleo de plomo y rigidez del neopreno
4. Cálculo del grosor de las capas de neopreno
5. Revisión de la estabilidad de los apoyos
6. Revisión de límite de rigidez del neopreno
7. Cálculo de las propiedades obtenidas
8. Cálculos de las propiedades del sistema y de los factores de ajuste de los apoyos
9. Modelo de los apoyos para el análisis de la estructura
10. Funcionamiento de los análisis estructurales del puente para determinar el diseño sísmico, desplazamientos y fuerzas de la superestructura usando respectivamente la mínima y máxima rigidez probable y la fuerza característica de los apoyos

CALCULO DEL DIÁMETRO MÍNIMO DEL NÚCLEO DE PLOMO.

Para determinar el diámetro del núcleo de plomo, d_L , para cumplir con las condiciones de servicio, el mínimo diámetro requerido para resistir las acciones del viento y del frenado necesitan ser calculadas primero.

Calculo de la fuerza del viento actuando en la estructura.

Presión del Viento sobre las Estructuras: WS (AASHTO 3.8.1.2)

Requisitos Generales.- Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3 de las normas AASHTO 2005 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600}$$

Donde:

P_D = presión de viento de diseño (MPa) (AASHTO 2005, sección 3.8.1.2.1)

P_B = Presión básica del viento correspondiente a una velocidad de 160 km/h

V_B = velocidad básica del viento tomada como 160 km/h (AASHTO 2005, sección 3.8.1.1)

V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h) (AASHTO 2005, sección 3.8.1.1)

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Tabla 1.-Presiones básicas P_B correspondientes a $V_B = 160$ km/h (Tabla 3.8.1.2.1.AASHTO 2005)

De la tabla 1 tenemos que:

$$P_{D1} = 0.0024 \text{ MPa}$$

La presión del viento sobre la barrera del parapeto será:

$$P_{D2} = 0.0019 \text{ MPa}$$

Por lo que:

$$f_w = P_D \cdot h_g \geq 4.4 \text{ N/mm}$$

h_g = altura longitudinal del cajón

$$f_w = 0.0024 (1673.71) = 4.0155 \text{ N/mm} < 4.4 \text{ N/mm}$$

Por lo que:

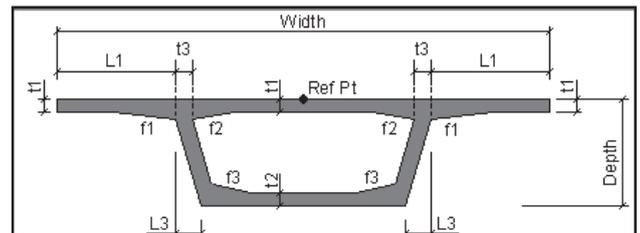
$$P_{D1} = 0.0024 \left(\frac{4.4}{4.0155} \right) = 0.00263 \text{ MPa}$$

De las figuras siguientes tenemos:

$$h_g = \sqrt{(57.5)^2 + (8)^2} = 167.371 \text{ cm} = 1673.71 \text{ mm}$$

$$H_{\text{losa}} = 22.5 \text{ cm} = 225.00 \text{ mm}$$

$$L_{\text{puente}} = 23353.00 \text{ cm} = 233530.00 \text{ mm}$$



Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	BSEC1
Material Property	CONC
Total Width	960
Total Depth	180
Exterior Girder Bottom Offset (L3)	58
Slab and Girder Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	22.5
Bottom Slab Thickness (t2)	20
Exterior Girder Thickness (t3)	26.9
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	137
f2 Horizontal Dimension	120
f3 Horizontal Dimension	0
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	12.5
f2 Vertical Dimension	12.5
f3 Vertical Dimension	0
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	197
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	197
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0



$$WS_{\text{VIENTO}} = \sum_{i=1}^n P_{Di} A_{Ei} = 0.00263 (673.71 \times 233530.00) + 0.0019 (225 \times 233530.00) = 1'127,799.81 \text{ N} = 1127.81 \text{ KN}$$

Calculo de la fuerza del viento en los vehículos. (AASHTO. 3.8.1.3)

La experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a 90 km/h. En la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia III el factor de carga correspondiente solamente a viento sobre la estructura sería $(90/160)^2 (1.4) = 0.44$; en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia V este valor se ha redondeado a 0,4. Este factor de carga corresponde a 0.3 para el Estado Límite de Servicio I. La carga de viento de 1.46 N/mm representa una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del viento de diseño de 90 km/h. Esta sobrecarga horizontal, similar a la carga del carril de diseño, sólo se debería aplicar a las áreas de influencia que producen una sollicitación del mismo tipo

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Tabla 2.-Componentes del viento sobre la sobrecarga viva
(Tabla 3.8.1.3.1.AASHTO 2005)

$$W_L = 1.46 \cdot 33530.00 = 340953.80 \text{ N} = 340.9538 \text{ KN}$$

Calculo de la fuerza de frenado

Fuerza de Frenado: BR (AASHTO. 3.6.4)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 de las normas AASHTO y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2. de las normas AASHTO.

Presencia de Múltiples Sobrecargas

Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, especificado en las normas AASHTO las solicitaciones se deberán dividir por 1.20.

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple (m) correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Tabla 3.-Factor de presencia múltiple (m)
(Tabla 3.6.1.1.2.1 AASHTO 2005)

Número de Carriles de Diseño

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $N_{di} = \frac{w}{3600}$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm.

También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

$$BR = BR_L m N_1$$

BR = fuerza de frenado vehicular (AASHTO 3.3.2 y 3.14.5.2.3)

m = factor de presencia múltiple ((AASHTO. 3.6.1.1.2)

N_1 = número de líneas de carga de diseño en una dirección

Camión de Diseño

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.de AASHTO A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1 de AASHTO la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

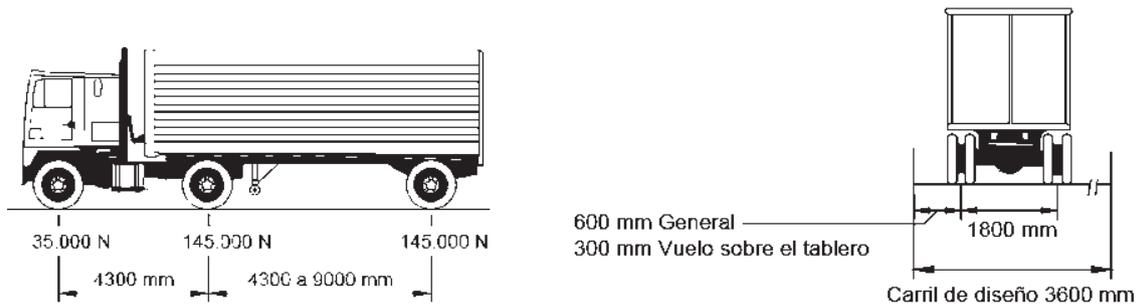


Figura 12 Camión de diseño

$$BR_L = 0.25 (35000 + 145000 + 145000) = 81,250.00 \text{ N} = 81.25 \text{ KN}$$

$$N_{dl} = \frac{6100}{3600} = 1.6945 \therefore = 2 \text{ líneas de diseño.}$$

Por lo que se tomara $N_1 = 1$.

En consecuencia de la tabla anterior tenemos $m = 1.20$ por lo que:

$$BR = BR_L m N_1 = 81.25 (1.2) 1 = 97.5 \text{ KN}$$

El peso total de la superestructura es:

$$w_s = 4416.113 \text{ ton} = 43,307.23 \text{ KN}$$

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

$$F_T = 1.75 BR = 1.75 (97.5) = 170.6 \text{ KN}$$

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

$$F_T = 1.40 WS = 1.40 (1127.81) = 1578.934 \text{ KN}$$

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

$$F_T = 1.00 WS + 0.40 W_L = 1 (1127.81) + 0.40 (340.9538) = 1264.192 \text{ KN}$$

Factor de carga de frenado actuando en la superestructura.

$$F_L = 1.35BR = 1.35(97.5) = 131.6 \text{ KN}$$

Carga horizontal total factorizada:

$$F_T = \sqrt{F_T^2 + F_L^2} = \sqrt{264.192^2 + 131.6^2} = 1271.0232 \text{ KN}$$

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 4.-Combinaciones de Cargas y Factores de Carga
(Tabla 3.4.1.1 AASHTO 2005)

γ_{EQ} = factor para sobrecargas aplicadas simultáneamente con cargas sísmicas (AASHTO 3.4.1)

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

FR = fricción

EQ = Fuerza sismo

Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares usaban $\gamma_{EQ} = 0,0$. Este tema aún no ha sido resuelto. Se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial, es decir, $\gamma_{EQ} < 1,0$ con sismos.

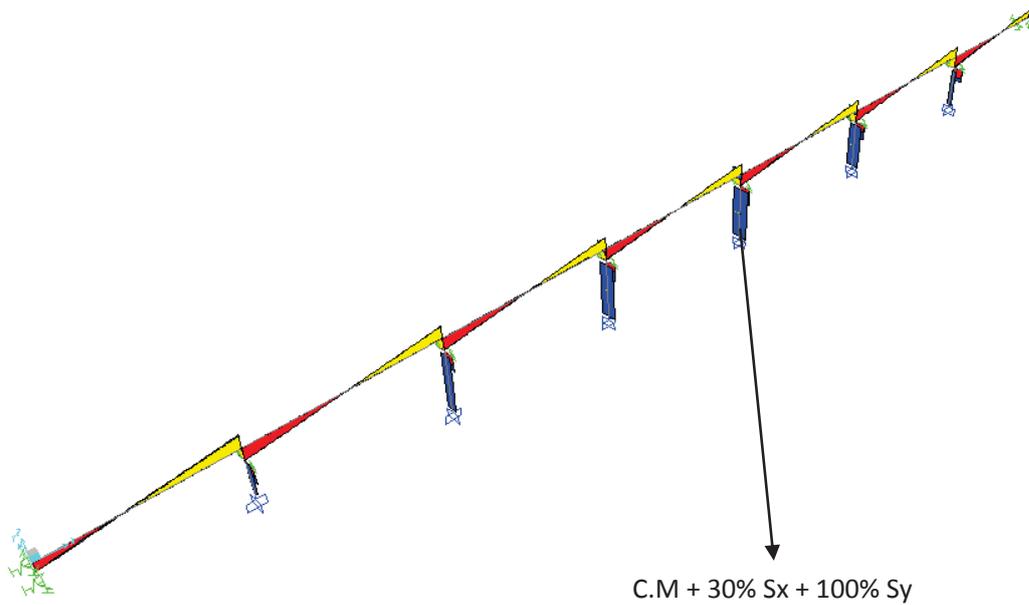
La aplicación de la regla de Turkstra para combinar cargas no relacionadas indica que $\gamma_{EQ} = 0,50$ es razonable para un amplio rango de valores de tráfico medio diario de camiones (ADTT, average daily truck traffic).

Para condiciones de servicio la fuerza sísmica de diseño se divide por un factor de 5.5 según lo especificado en el reglamento de la CFE (Jara M. 2009 comunicación personal.)

$$\text{Fza. sismo} = \frac{\text{Fza.V}}{\text{FQ}} = \frac{\text{Fza.V}}{5.5}$$

FQ = factor para considerar el sismo en condiciones de servicio = 5.5

Del programa Sap se obtuvo que la Fuerza V. más desfavorable actuando en las pilas es:



Fuerza V en la Pila (KN)
1766.878

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

$$F_T = 0.5BR + F_{\text{SISMO}}$$

En la siguiente tabla se resumen los datos principales para el diseño de los aisladores.

DATOS GENERALES

Fza. V en la Pila (KN)	N° secc.(pilas + estribos)	N° apoyos por sección	P(estribo) (N)	P (pila)(N)	θ (estribos)	θ (pilas)
1766.878	8	4	1577106.12	6823263.94	0.001319	0.000017

WS TOTAL (KN)	Ws Total (KN)	WL Total (KN)	K'	BR (TOTAL) (KN)	T °C	fc (Mpa)
1127.81	43307.23	340.9538	0.57	97.5	33	11

$\gamma_c \leq 2.5$	Ta (s)	Tb (s)	Kesp	Tc (s)	C (coef. Sísmico del sitio)	Te (sin aislar)
2	0	0.6	2	2	0.5	0.80669

resp	ψ (sismo)	n (sismo)	ψ (viento o frenado)	n (viento o frenado)	Fyl(Mpa)	g
0.5	1	10	2	8	10	9810

f	Gr (Mpa)	K (Mpa)	G	K (MPa)	β_e (sugerido)	Ddyi (mm)
1.1	1.06	1150	1.06	1150	0.2318	0

L (ancho) mm	L (largo) mm
12800	233530

Diseño de las propiedades por aislador (LRB)

Fza. V por apoyo(KN)
441.7195

$$Fza. \text{ sismo} = \frac{Fza.V}{FQ} = \frac{Fza.V}{5.5}$$

fza. Sismo (KN)
80.31264

BR por apoyo (KN)
3.046875

FT (kN) por apoyo (E.EXT. I)
81.83607386

Calculo del diámetro mínimo del núcleo de plomo d_{Lmin} .

$$d_{Lmin} = \sqrt{\frac{4 n \psi Q}{\pi (1 - \nu) f_{yL}}}$$

Q (KN)
81.8361

dLmin (mm) n. plomo (E.Limite)
107.5984952

Asumiendo lo siguiente $T_e \approx 3.5 T_{e_{sin aislar}}$ tenemos:

Calculo del desplazamiento de diseño para los datos anteriores (tabla1):

$$D_d = \frac{\beta g C \left(\frac{T_b}{T_c}\right)^r \left[K_{esp} + \left(1 - K_{esp}\right) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2}{\left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2} \quad \text{para } T_e = 2.823415 \geq T_c = 2 \text{ seg}$$

Calculo de factor de amortiguamiento β :

$$\beta = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\beta_e}\right)^{0.45} - 1 \right] \frac{T_c}{T_e} \quad \text{para } T_e = 2.823415 \geq T_c = 2 \text{ seg}$$

Dd (mm)
263.804186

Cálculo de la rigidez efectiva del apoyo K_e .

$$K_e = \frac{W_s}{g} \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2$$

K_e (N/mm)
683.2061

Cálculo inicial requerido de los esfuerzos característicos (resistencia sísmica). Q_n del núcleo de plomo, es aproximadamente:

$$Q_i = \frac{1}{2} \pi \beta_e K_e D_d$$

Q_i (N)
65624.60666

Cálculo del diámetro y revisión de los valores mínimos requeridos para resistir las cargas de servicio.

Para las cargas sísmicas $\psi = 1$, $n = 10$

$$d_l = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{yl}}}$$

Verificamos que $d_l > d_{l \text{ min}}$

d_L (mm) n. plomo (sismo)
96.353426

Para propósitos de diseño se tomara:

d_L (promedio) (mm) n.plomo
100

$$Q_{ii} = \frac{n-1}{n\psi} f_{yl} \frac{\pi d_L^2}{4}$$

Q_{ii} (N)
70685.83471

En consecuencia se tiene que el diámetro del núcleo de plomo para pilas y estribos será:

dL (apoyo de pilas) mm	dL (apoyos de estribos) mm
100	100

Cálculo de la rigidez inicial post-elástica de los apoyos

La rigidez post-elástica, K_d es calculada como:

$$K_{di} = K_e - \frac{Q_i}{D_d}$$

(Kdi) (N/mm)
415.257963

Cálculo de las características finales de esfuerzo (resistencia sísmica) Q , del núcleo de plomo. usando $n=10$ para las cargas sísmicas

$$K_u = 10K_{di}$$

Donde:

$$D_y = \frac{Q_i}{K_u - K_d}$$

Por lo que:

$$Q = \frac{\pi \beta_e K_e D_d^2}{2(D_d - D_y)}$$

Ku (N/mm)	Dy (mm)
4152.57963	18..91350036

Qiii (N)
70692.95387

Como $Q_{ii} = 70685.83471 \text{ N} \approx Q_{iii} = 70692.95387 \text{ N}$

Se tomara $Q_i = 70692.95387 \text{ N}$

Cálculo de la rigidez final post-elástica del apoyo.

La rigidez post-elástica, K_d es calculada como:

$$K_d = K_e - \frac{Q_i}{D_d}$$

Revisando la minima fuerza restitutiva.

La minima fuerza restitutiva requerida puede ser expresada por la siguiente ecuacion:

$$K_d \geq \frac{W_s}{40 n_b D_d}$$

Donde W_s es el peso de la superestructura.

El requerimiento adicional a el periodo de vibracion usando la rigidez tangente puede ser menor a 6 segundos, conduce a la siguiente ecuacion:

$$K_d \geq \frac{4\pi^2 W_s}{36 n_b g}$$

En este caso como solo se está analizando por apoyo $n_b=1$

Kd (N/mm); (Kd >= (D1, D2)	D1	D2
415.2309765	128.253361	151285971

Como $K_d >$ que D1 y mayor que D2 se acepta $K_d=415.2309765$ N/mm

Cálculo de la contribución del neopreno K_r de la rigidez post-elástica, K_d usando el factor f para considerar el efecto del plomo en la rigidez post-elástica (f es generalmente tomado en la ecuación igual a 1.1), la contribución del neopreno K_r , es tomada como:

$$K_r = \frac{K_d}{f}$$

Kr (N/mm)
377.48271

Calculo del diámetro del aislador y el grosor total del neopreno

Para buscar el diámetro general del aislador y el grosor total del neopreno, el procedimiento es el siguiente:

- Cálculo del área de contacto, A_m del apoyo (mm²) por AASTHO 1998, artículo 14.7.5.3.2.1
- Cálculo del grosor total del neopreno T_r .
- Calculo del área de contacto y diámetro del apoyo.

De AASHTO 1998. Art 14.7.5.3.2.1

$$A_b = \frac{P}{f_c}$$

El diámetro de contacto, d_b del comportamiento del neopreno con un orificio central de diámetro d_l para el núcleo de plomo esta dado por:

$$d_b = \sqrt{\frac{4A_b}{\pi} + d_l^2}$$

Ab (ais.pilas) mm ²	db (ais. pilas) mm	Ab (ais.estribos) mm ²	db (ais. estribos) mm
155074.1805	455.4630379	35843.32091	235.8752501

Por lo que se tomara:

db pilas mm	db estribos (mm)
590	490

En consecuencia tenemos que el área de neopreno correspondiente es:

$$A_b = \frac{\pi (d_b^2 - d_l^2)}{4}$$

Abestr. neopr. (mm ²)	Abpilas neopr. (mm ²)
180720.1174	265543.119

Cálculo del grosor total del neopreno T_r .

El grosor total de neopreno esta dado por:

$$T_r = \frac{G A_b}{K_e}$$

Tr (pilas) mm	Tr (estribos) mm
745.6651703	507.4757637

Para propósitos de diseño se tomara:

Tr pilas (mm)	Tr estribos (mm)
300	300

Cálculo del grosor de las láminas de neopreno.

Los grosores de las láminas de neopreno pueden ser determinados por el factor de forma.

El procedimiento es el siguiente:

- Cálculo de A_r para el desplazamiento de diseño.
- Cálculo del factor de forma requerido, S para satisfacer los límites del esfuerzo de compresión γ_c
- Cálculo del grosor de las líneas de neopreno
- Cálculo de A_e para el desplazamiento de diseño

Sabemos que:

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin\delta)$$

Donde

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_d}{d_b} \right)$$

δ pilas (radianes)	A_r (pilas) mm ²	δ estr. (radianes)	A_r (estribos) mm ²
2.214494	123106.5891	2.00457533	65858.91521

Cálculo del factor de forma requerido, S para satisfacer los límites del esfuerzo de compresión γ_c .

$$S = \frac{3P \pm \sqrt{9P^2 - 32(\gamma_c A_e G)^2 K'}}{8\gamma_c A_e G K'} \quad \text{si } S \leq 15$$

$$S = \frac{\gamma_c A_e K}{12P} \pm \sqrt{\left(\frac{\gamma_c A_e K}{12P}\right)^2 - \frac{K}{8GK'}} \quad \text{si } S > 15$$

También, de AASTHO 1998 ecuación 14.6.5.3.2.1:

$$S \geq \frac{P}{1.66GA_b}$$

S + (pilas) <= 15	S - (pilas) <= 15	S+(estribos) <= 15	S - (estribos) <= 15
8.496821162	0.103237783	3.462313388	0.253354588

S=(P/(1.666GAb)) pilas	S=(P/(1.666GAb)) estribos
3.6507591	1.239883

Por lo que se tomara:

Spilas (mm)	Sestribos (mm)
15	15

Cálculo del grosor de las láminas de neopreno t_i

El máximo grosor de la lámina de neopreno esta dado por:

$$t_i = \frac{d^2 - d_i^2}{4dS}$$

ti(pilas) mm <= 9 mm	ti(estribos) mm <= 9 mm
9.55084	7.826531

Por lo que se tomara (espesores comerciales):

ti(pilas) (mm)	ti (estribos) (mm)
13	13

Revisión de la estabilidad del aislador

- Cálculo de la carga crítica de pandeo P_{cr} de el apoyo en estado indeformado.
- Cálculo del factor de seguridad contra la inestabilidad al pandeo
- Cálculo de la carga crítica al pandeo P'_{cr} para el apoyo circular en estado deformado.
- Revisión de la condición del aislador en estado deformado
- Cálculo de la carga crítica de pandeo P_{cr} de el apoyo en estado indeformado

Aisladores de apoyo:

La carga crítica P_{cr} en el estado indeformado para el apoyo con sección circular es calculado como:

$$S = \frac{d^2 - d_L^2}{4dt_i} \quad E_c = \frac{1}{\left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K}\right)} \quad I = \frac{\pi(d_b^4 - d_L^4)}{64} \quad P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c I G A}{3T_r^2}}$$

Si(pilas)	Ec(pilas) Mpa	I (pilas) mm ⁴	Pcr (pilas) N
11.2179487	415.1337932	5943186933	5038394.723

Si (estribos)	Ec(estribos) Mpa	I (estribos) mm ⁴	Pcr (estribos) N
9.230769	332.80963	2824881335	2565796.555

Cálculo del factor de seguridad contra la inestabilidad al pandeo FS

$$FS = \frac{P_{cr}}{P}$$

Cuando P es debido a la carga muerta y carga viva

Revisar si $FS > 3.0$ para la sección si no se cumple se debe revisar las dimensiones del apoyo

FS(pilas) > 3	FS(estribos) > 3
2.954	6.50760

Cálculo de la carga crítica al pandeo P'_{cr} para el apoyo circular en estado deformado.

$\delta_c(\text{pilas})$ radianes	$A_r(\text{pilas})$ mm ²	$P'_{cr}(\text{pilas})$ (N)
2.1132	109365.9688	2075101.482

$\delta_c(\text{estribos})$ radianes	$A_r(\text{estribos})$ mm ²	$P'_{cr}(\text{estribos})$ (N)
1.87398651	55198.84818	783692.5768

$P'_{cr} > P_{cr}$ (N) = 1.2PD+PSL "1.1 Dd" (pilas)	$P'_{cr} > P_{cr}$ (N) = 1.2PD+PSL "1.1 Dd" (estribos)
2046979.182	473131.836

Como $P'_{cr} > P_{cr}$ (tanto para pilas como para estribos) se considera que el aislador en condiciones deformadas es adecuado.

Revisión de la tensión límite en el neopreno

El procedimiento es el siguiente:

- Cálculo del máximo esfuerzo cortante contra el efecto de las cargas verticales.
- Cálculo del esfuerzo cortante contra el desplazamiento lateral no sísmico.
- Cálculo del esfuerzo cortante contra el desplazamiento lateral sísmico.
- Cálculo del esfuerzo cortante contra el diseño de rotación θ .
- Revisión de las tensiones límite.
- Cálculo del máximo esfuerzo cortante contra el efecto de las cargas verticales para $S \leq 15$:

$$\gamma_c = \frac{3SP}{2A_r G(1 + 2K'S^2)}$$

γ_c (pilas) ($S \leq 15$)	γ_c (estribos) ($S \leq 15$)
1.5226539	0.796858

Cálculo del esfuerzo cortante contra el desplazamiento lateral no sísmico.

Aisladores de apoyos:

La expansión térmica para el apoyo 1 (a 6400 mm desde el centro de línea del puente) contra la variación termal de 33°C es calculado como:

Cálculo del esfuerzo cortante contra el desplazamiento lateral no sísmico.

$$\Delta_s = \alpha \Delta T L \qquad \gamma_{s,s} = \frac{\Delta_s}{T_r}$$

Δ_s pilas (C.no sísmica) (mm)	γ_{ss} pilas (C.no sísmica)	Δ_s estribos (C. no sísmica) (mm)	γ_{ss} estribos (C. no sísmica)
2.112	0.00704	38.53245	0.1284415

Cálculo del esfuerzo cortante contra el desplazamiento lateral sísmico.

$$\gamma_{s,eq} = \frac{Dd}{T_r}$$

$\gamma_{s,eq}$ pilas (C.sisim. Lateral)	$\gamma_{s,eq}$ estribos (C.sisim. Lateral)
0.879347287	0.879347287

Cálculo del esfuerzo cortante contra el diseño de rotación θ .

$$\gamma_r = \frac{d_b^2 \theta}{2 t_i T_r}$$

γ_r pilas (d. rotación)	γ_r estribos (d. rotación)
0.000758679	0.040601526

Revisión de las tensiones limite.

$$\begin{aligned} \gamma_c &\leq 2.5 \\ \gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r &\leq 5.0 \\ \gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r &\leq 5.5 \end{aligned}$$

$\gamma_c + \gamma_{ss} + \gamma_r$ (pilas) ≤ 5	$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r$ (pilas) ≤ 5.5	$\gamma_c \leq 2.5$ (pilas)
1.530452567	1.96308621	1.522653888

$\gamma_c + \gamma_{ss} + \gamma_r$ (estribos) ≤ 5	$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r$ (estribos) ≤ 5.5	$\gamma_c \leq 2.5$ (estribos)
0.965900901	1.696505925	0.796857875

Calculo de las propiedades definitivas y resumen

hs (pilas) mm	Nr (pilas)	tc pilas extremos (mm)	Ns (pilas)	dT(pilas) mm
3	23	0.5	24	600

hs (estribos) mm	Nr (estribos)	tc estribos extremos (mm)	Ns (estribos)	dT(estribos) mm
3	23	0.5	24	500

Características de esfuerzos (resistencia sísmica)

rigidez post-elástica

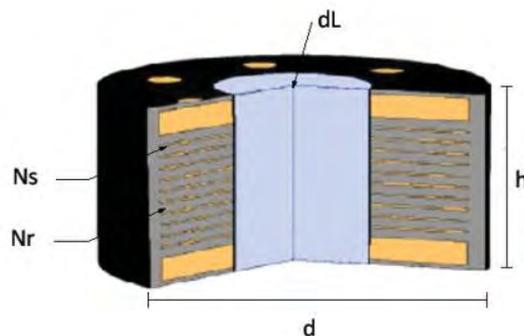
$$Q_L = \frac{n-1}{n\psi} f_{yL} \frac{\pi d_{Lmin}^2}{4}$$

$$K_d = \frac{f \cdot GA_b}{T_r}$$

H TOTAL pilas (mm)	QL (pilas) N	Kd (N/mm) (pilas)	Ku (N/mm) (pilas)	Ke (N/mm)	βe (pilas)
372	70685.8347 1	1032.077589	10320.77589	1300.02570 6	0.17180622 3

H TOTAL estribos (mm)	QL (estribos) N	Kd (N/mm) (estribos)	Ku (N/mm) (estribos)	Ke (N/mm)	βe (estribos)
372	70685.8347 1	702.3988563	7023.988563	970.34697 26	0.2131903 07

$$F_y = Q + K_d D_y$$



RESUMEN DE RESULTADOS (4 AISLADORES POR SECCIÓN)

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR (PILAS)	
DIÁMETRO TOTAL DEL AISLADOR	d = 600.0000 mm
DIÁMETRO PRELIMINAR DEL AISLADOR	db= 590.0000 mm
ALTURA TOTAL DEL AISLADOR	h = 372.0000 mm
ESPELOR DEL NEOPRENO	Tr = 300.0000 mm
ESPELOR DE LAS CAPAS DE NEOPRENO INDIVIDUALES	ti = 13.0000 mm
NUMERO DE CAPAS DE NEOPRENO INTERMEDIAS	Nr = 23.0000
ESPELOR DE LAS CAPAS SUPERIOR E INFERIOR DE NEOPRENO	tc = 0.5000 mm
ESPELOR DE LAS PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	hs = 3.0000 mm
NUMERO DE PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	Ns = 24.0000
characteristic strength (seismic resistance)	Q = 70685.8347 N
RIGIDEZ POST-ELÁSTICA DEL AISLADOR	kd = 1032.0776 N/mm
RIGIDEZ ELÁSTICA AISLADOR	ku = 10320.7759 N/mm
RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR	ke = 1300.0257 N/mm
AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE DEL AISLADOR	$\beta_e = 0.1718$
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	dL = 100.0000 mm
	Fy= 90206.04 N

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR (ESTRIBOS)	
DIÁMETRO TOTAL DEL AISLADOR	d = 500.0000 mm
DIÁMETRO PRELIMINAR DEL AISLADOR	db= 490.0000 mm
ALTURA TOTAL DEL AISLADOR	h = 372.0000 mm
ESPELOR DEL NEOPRENO	Tr = 300.0000 mm
ESPELOR DE LAS CAPAS DE NEOPRENO INDIVIDUALES	ti = 13.0000 mm
NUMERO DE CAPAS DE NEOPRENO INTERMEDIAS	Nr = 23.0000
ESPELOR DE LAS CAPAS SUPERIOR E INFERIOR DE NEOPRENO	tc = 0.5000 mm
ESPELOR DE LAS PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	hs = 3.0000 mm
NUMERO DE PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	Ns = 24.0000
characteristic strength (seismic resistance)	Q = 70685.8347 N
RIGIDEZ POST-ELÁSTICA DEL AISLADOR	kd = 702.3989 N/mm
RIGIDEZ ELÁSTICA DEL AISLADOR	ku = 7023.9886 N/mm
RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR	ke = 970.3470 N/mm
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	$\beta_e = 0.2132$
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	dL = 100.0000 mm
	Fy= 83970.6563 N

IV.II.-Puente Motín de Oro

para este caso el procedimiento es el mismo por lo que se omitirá la secuela de cálculo y solamente se pondrá las tablas correspondientes a los datos y resultados.

DATOS GENERALES

Fza. V en la Pila (KN)	N° secc.(pilas + estribos)	N° apoyos por sección	P(estribo) (N)	P (pila)(N)	θ (estribos)	θ (pilas)
2821.593	5	3	1100994.96	3610203.25	0.00072	0.00006

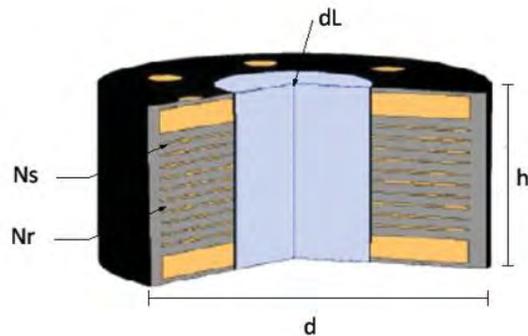
WS TOTAL (KN)	Ws Total (KN)	WL Total (KN)	K'	BR (TOTAL) (KN)	T °C	fc (Mpa)
516.8166	13002.418	161.2862	0.57	97.5	33	11

$\gamma_c \leq 2.5$	Ta (s)	Tb (s)	Kesp	Tc (s)	C (coef. Sísmico del sitio)	Te (sin aislar)
2	0	0.6	2	2	0.5	0.0986

resp	ψ (sismo)	n (sismo)	ψ (viento o frenado)	n (viento o frenado)	Fyl(Mpa)	g
0.5	1	10	2	8	10	9810

f	Gr (Mpa)	K (Mpa)	G	K (MPa)	β_e (sugerido)	Ddyi (mm)
1.1	1.06	1150	1.06	1150	0.191	0

L (ancho) mm	L (largo) mm
10000	110470



CÁLCULOS POR APOYO

fza. Sismo (KN)	Q (KN)	dLmin (mm) n. plomo (E.Limite)	Ke (N/mm)	Qi (N)	dLmin (mm) n. plomo (E.Limite. Res.)
171.0056364	174.2556364	157.0099668	872.0946104	38966.21542	118.4820736
dL (mm) n. plomo (sismo)	Qii (N)	K2 (Kdi) (N/mm)	Ku (N/mm)	Dy (mm)	
74.24683037	41043.30581	596.4998521	5964.998521	7.645211135	
Qiii (N)	Kd (N/mm); (Kd >= (D1, D2)	D1	D2	Kr (N/mm)	
41074.81298	596.28829	145.5128989	96.89940115	542.0802636	
Ab (ais.pilas) mm^2	db (ais. pilas) mm	Ab (ais.estribos) mm^2	db (ais. estribos) mm	Abestr. neopr. (mm^2)	Abpilas neopr. (mm^2)
109400.0985	380.9185892	33363.48364	219.7410902	114898.6933	224461.7371
Tr (pilas) mm	Tr (estribos) mm	δpilas (radianes)	Ar(pilas) mm^2	δestr. (radianes)	
438.9192105	224.6763498	2.582770876	149633.3227	2.357971758	
Ar(estribos) mm^2	S + (pilas) <= 15	S - (pilas) <= 15	S+(estribos) <= 15	S - (estribos) <= 15	S + (pilas) > 15
62821.9699	4.809115673	0.182402138	3.365121549	0.260672005	41.99968705
S>=(P/(1.666GAb)) pilas	S>=(P/(1.666GA b) estribos	ti(pilas) mm <= 9 mm	ti(estribos) mm <= 9mm	Si(pilas)	Ec(pilas) Mpa
3.046871406	1.815244097	8.820788889	6.251861538	10.3739007	381.6140096
I (pilas) mm^4	Pcr (pilas) N	Si (estribos)	Ec(estribos) Mpa	I (estribos) mm^4	Pcr (estribos) N
4172272885	3721264.936	7.413151923	248.7223788	1133952727	1120555.507
FS(pilas)>3	FS(estribos)>3	δC(pilas) radianes	ArC(pilas) mm^2	P'crC(pilas) (N)	δC(estribos) radianes
3.092289834	3.053298737	2.525141372	141936.1607	2353105.098	2.274595085
ArC(estribos) mm^2	P'crC(estribos) (N)	P'crC > Pin (N) =1.2PD+PSL "1.1 Dd" (pilas)	P'crC > Pin (N)=1.2PD+PSL "1.1 Dd" (estribos)	yc (pilas) (S<=15)	yc (estribos) (S<=15)
57501.61934	560787.5455	1444081.3	440397.984	0.954541794	0.962836779
Δs pilas (C.no sísmica) (mm)	yss pilas (C.no sísmica)	Δs estribos(C. no sísmica) (mm)	yss estribos (C. no sísmica)	ys,eq pilas (C.sisim. Lateral)	ys,eq estribos(C.sisim. Lateral)
1.65	0.0055	18.22755	0.0607585	0.496420978	0.496420978
yr pilas (d. rotación)	yr estribos (d. rotación)	yc+yss+yr (pilas)<=5	yc+ys,eq+0.5yr (pilas)<=5.5	yc<=2.5 (pilas)	yc+yss+yr (estribos)<=5
0.002243077	0.0257205	0.962284871	1.20499536	0.954541794	1.049315779
yc+ys,eq+0.5yr (estribos)<=5.5	yc<=2.5 (estribos)				
1.472118007	0.962836779				
H TOTAL pilas (mm)	QL (pilas) N	Kd (N/mm) (pilas)	Ku (N/mm) (pilas)	Ke (N/mm)	βe (pilas)
372	41043.30581	872.4079517	8724.079517	1148.00271	0.19498424
H TOTAL estribos (mm)	QL (estribos) N	Kd (N/mm) (estribos)	Ku (N/mm) (estribos)	Ke (N/mm)	βe (estribos)
372	41043.30581	446.5729215	4465.729215	722.1676797	0.280475975

RESUMEN DE RESULTADOS (4 AISLADORES POR SECCIÓN)

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR (PILAS)	
DIÁMETRO TOTAL DEL AISLADOR	d = 550.0000 mm
DIÁMETRO PRELIMINAR DEL AISLADOR	db= 540.0000 mm
ALTURA TOTAL DEL AISLADOR	h = 372.0000 mm
ESPELOR DEL NEOPRENO	Tr = 300.0000 mm
ESPELOR DE LAS CAPAS DE NEOPRENO INDIVIDUALES	ti = 13.0000 mm
NUMERO DE CAPAS DE NEOPRENO INTERMEDIAS	Nr = 23.0000
ESPELOR DE LAS CAPAS SUPERIOR E INFERIOR DE NEOPRENO	tc = 0.5000 mm
ESPELOR DE LAS PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	hs = 3.0000 mm
NUMERO DE PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	Ns = 24.0000
characteristic strength (seismic resistance)	Q = 41043.3058 N
RIGIDEZ POST-ELÁSTICA DEL AISLADOR	kd = 872.4080 N/mm
RIGIDEZ ELÁSTICA AISLADOR	ku = 8724.0795 N/mm
RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR	ke = 1148.0027 N/mm
AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE DEL AISLADOR	$\beta_e = 0.1950$
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	dL = 76.2000 mm
	Fy = 47 713.0569 N

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR (ESTRIBOS)	
DIÁMETRO TOTAL DEL AISLADOR	d = 400.0000 mm
DIÁMETRO PRELIMINAR DEL AISLADOR	db= 390.0000 mm
ALTURA TOTAL DEL AISLADOR	h = 372.0000 mm
ESPELOR DEL NEOPRENO	Tr = 300.0000 mm
ESPELOR DE LAS CAPAS DE NEOPRENO INDIVIDUALES	ti = 13.0000 mm
NUMERO DE CAPAS DE NEOPRENO INTERMEDIAS	Nr = 23.0000
ESPELOR DE LAS CAPAS SUPERIOR E INFERIOR DE NEOPRENO	tc = 0.5000 mm
ESPELOR DE LAS PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	hs = 3.0000 mm
NUMERO DE PLACAS INTERNAS DE ACERO (shims)	Ns = 24.0000
characteristic strength (seismic resistance)	Q = 41043.3058 N
RIGIDEZ POST-ELÁSTICA DEL AISLADOR	kd = 446.5729 N/mm
RIGIDEZ ELÁSTICA DEL AISLADOR	ku = 4465.7292 N/mm
RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR	ke = 722.1677 N/mm
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	$\beta_e = 0.2805$
DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE PLOMO	dL = 76.2000 mm
	Fy = 44457.4539 N



V.- PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos tiene como principales exponentes a Priestley (2000), Calvi (1995) y Kowalsky (1997). El procedimiento propuesto por ellos se conoce como el método directo de diseño basado en desplazamientos DDBD por sus siglas en inglés (Direct Displacement-Based Design). Las etapas básicas del procedimiento se describen a continuación:

1.-Definición de los estados límite.- Los estados límite se presentan como un conjunto de pares ordenados de tasa o probabilidad de excedencia y la respuesta o comportamiento estructural esperado, como se muestra en la figura 13.



Figura 13.- Relación entre probabilidad de excedencia y respuesta estructural (Estados límite)

Como condición ideal se recomienda considerar cuatro o cinco estados límite para asegurar un buen comportamiento de la estructura ante diferentes escenarios sísmicos. Se han propuesto en forma ideal los estados límite de servicio, operación, operación limitada, seguridad y colapso como los niveles de comportamiento que se recomienda revisar.

Sin embargo, para fines prácticos resulta laboriosa la revisión de varios estados límite, razón por la cual, las especificaciones que han adoptado un método de diseño basado en desplazamientos, limitan el diseño a la verificación de dos o tres estados límite como máximo.

2.-Demanda sísmica.- La siguiente etapa consiste en definir la demanda sísmica para el sitio en que se ubicará el puente. Para ello es necesario realizar un estudio de peligro sísmico y obtener los espectros de acuerdo con los periodos de retorno elegidos en la etapa anterior.

A diferencia del método de resistencia, en el que se emplean espectros de diseño de aceleraciones para un amortiguamiento de 5%, con el criterio de diseño basado en desplazamientos los espectros de aceleraciones deben transformarse a espectros de desplazamientos.

En vista de que varios de los estados límite exceden los límites de fluencia de los materiales, el amortiguamiento histerético juega un papel importante en la respuesta, de ahí que los espectros de desplazamientos, deben contemplar diferentes niveles de amortiguamiento, tal y como se muestra en la figura 14.

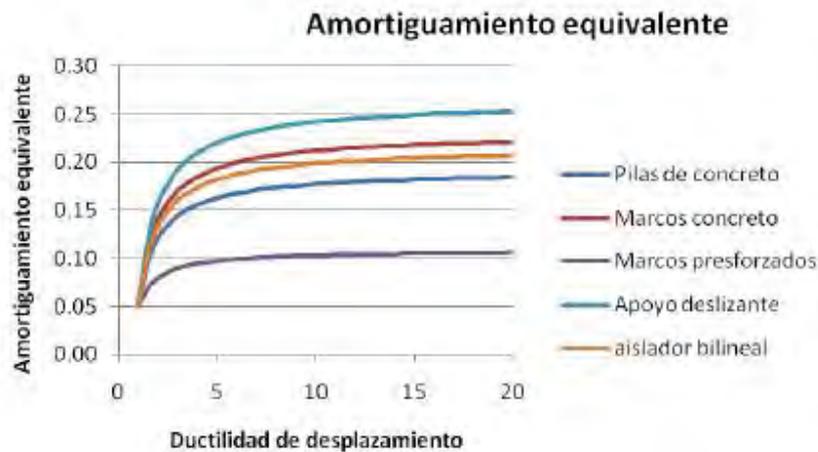


Figura 14.- Relación entre amortiguamiento equivalente y ductilidad para distintos sistemas

- 3.-Obtención del Periodo efectivo del sistema (T_{ef}) a partir del espectro de desplazamientos considerando el amortiguamiento efectivo
- 4.-Obtención de los Elementos mecánicos actuando en la estructura.
- 5.-Diseño de elementos y Dimensiones finales.
- 6.-Considerar estados límites para el diseño.

Procedimiento de diseño para obtener la respuesta longitudinal utilizando el método de desplazamientos en función de los estados límite. (Jara M. "Apuntes de Puentes")

Niveles de comportamiento o daño esperado

Curvatura de fluencia.

Para una columna circular

$$\phi_y = 2.25 \frac{\epsilon_y}{D}$$

Para una columna rectangular

$$\phi_y = 2.10 \frac{\epsilon_y}{h_c}$$

Desplazamiento de fluencia

$$\Delta_y = C \phi_y (h + l_{sp})^2$$

C = 1/3 para columnas en voladizo

C = 1/6 para columnas en doble curvatura

Curvatura limitada por falla del concreto

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{c}$$

Curvatura limitada por falla del acero

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{(d - c)}$$

Profundidad aproximada del eje neutro

$$\frac{c}{D} = 0.2 + \frac{0.65p}{(f'_{ce} Ag)}$$

Desplazamiento de diseño

$$\Delta_D = \Delta_y + (\phi_{ls} - \phi_y) H L_P$$

AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA

En caso de que las pilas se conecten monolíticamente a la superestructura, y las articulaciones plásticas se formen simultáneamente, el amortiguamiento se obtiene con la ductilidad que resulta de los desplazamientos de fluencia y de diseño obtenidos con las ecuaciones anteriores.

El amortiguamiento hysterético de la pila será

$$\xi_p = 0.05 + 0.444 \left[\frac{\frac{\Delta_p}{\Delta_y}}{\pi \left(1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \right)} \right]$$

$$\xi_p = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\Delta_p}{\pi(\Delta_y + \Delta_p)} \right) = 0.05 + 0.444 \left[\frac{\Delta_p}{\pi(\Delta_D)} \right]$$

Como el neopreno tiene un desplazamiento intrínseco (entre 5 y 12% según las características del material), entonces, deberá adicionarse el efecto de ambos componentes de la manera siguiente para obtenerse el amortiguamiento del sistema pila-apoyo.

$$\xi_{subs} = \frac{\xi_p(\Delta_y + \Delta_p) + \xi_b\Delta_b}{\Delta_y + \Delta_p + \Delta_b}$$

La longitud de penetración es:

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_{bl}$$

Longitud de articulación plástica.

$$L_p = KL_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

Cuando la columna es empotrada en ambas direcciones

$$L_c = \frac{1}{2} H_p$$

Cuando es simplemente apoyada

$$L_c = H$$

Donde L_c es la longitud entre la sección crítica y el punto de inflexión y K es:

$$K = 0.2 \left[\frac{f_u}{f_y} - 1 \right] \leq 0.08$$

El amortiguamiento de la pila será.

$$\xi_p = 0.05 + 0.444 \left[\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right]$$

Si las articulaciones no se forman simultáneamente como puede suceder en conexiones no monolíticas, entonces, el desplazamiento de fluencia deberá determinarse a partir de la intersección de las rectas que forman la pendiente elástica y la pendiente post-elástica.

Cuando existe un movimiento relativo entre la pila y la superestructura, la ductilidad de la pila será:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

Al sustituir un 5% de amortiguamiento del neopreno y la expresión para determinar el amortiguamiento del subsistema pila-apoyo será:

$$\xi_{subs} = \frac{0.05(\Delta_D + \Delta_b) + 0.141\Delta_p}{\Delta_D + \Delta_b}$$

Dado que los desplazamientos longitudinales de todas las pilas y estribos son iguales, el amortiguamiento del sistema se obtiene simplemente en proporción al cortante transmitido por cada apoyo:

$$\xi_{sis} = \frac{\sum_m V_i \xi_{subs}}{\sum_m V_i}$$

Donde V_i es el cortante transmitido por cada apoyo (estribo o pila).

Procedimiento de diseño sentido transversal

El análisis en dirección transversal es más complejo que en dirección longitudinal.

En primer lugar, la distribución de desplazamientos transversales en la parte superior de las pilas no es conocida. La rigidez de la superestructura y la restricción al desplazamiento que ofrecen los estribos, son dos parámetros importantes en la configuración deformada. Por otra parte, la proporción de carga que soportan los estribos y las pilas depende de la rigidez relativa de ambos sistemas.

Debe tenerse en cuenta que la rigidez es función del nivel de desplazamientos y que el nivel de desplazamientos es distinto para cada estado límite y por tal motivo también lo será la rigidez. El amortiguamiento efectivo del sistema se obtiene en proporción al trabajo realizado en cada pila, como se indica en la expresión siguiente:

$$\xi_{sis} = \frac{\sum_m V_i \xi_{subs}}{\sum_m V_i}$$

Donde m se refiere al total de elementos que contribuyen a resistir el cortante total, es decir pilas y estribos. Si se considera que f_v es la fracción de fuerza cortante que es soportada por los estribos, entonces:

$$V_{est1} + V_{estn} = f_v \sum_m F_i$$

Y la fuerza en cada pila V_{pi} es:

$$V_{pi} = (1 - fv) \sum_m F_i \left[\frac{1}{\sum_i \frac{1}{H_i}} \right]$$

donde i se refiere al número de pilas.

Si los desplazamientos en los estribos son despreciables, y el amortiguamiento de la superestructura se supone igual al 5%, el amortiguamiento del puente puede estimarse con:

$$\xi_{eq} = \frac{0.05 fv \Delta_D + (1 - fv) \sum_i \left[\frac{1}{\sum_i \frac{1}{H_i}} \frac{\Delta_i \xi_i}{H_i} \right]}{fv \Delta_D + (1 - fv) \sum_i \left[\frac{1}{\sum_i \frac{1}{H_i}} \frac{\Delta_i}{H_i} \right]}$$

En caso de que el desplazamiento de los estribos sea considerable, ya sea por la flexibilidad de los apoyos, o porque la estructura del estribo es flexible, el amortiguamiento asociado con los estribos y con la flexibilidad de la superestructura deben ser incorporados en forma independiente, de manera que el amortiguamiento del puente se determina con:

$$\xi_{eq} = \frac{fv (\Delta_D - \Delta_{est}) \xi_{sup} + fv \Delta_{est} \xi_{est} + (1 - fv) \sum_i \left[\frac{1}{\sum_i \frac{1}{H_i}} \frac{\Delta_i \xi_i}{H_i} \right]}{fv (\Delta_D - \Delta_{est}) + fv \Delta_{est} + (1 - fv) \sum_i \left[\frac{1}{\sum_i \frac{1}{H_i}} \frac{\Delta_i}{H_i} \right]}$$

En las expresiones anteriores ξ_{sup} se refiere al amortiguamiento de la superestructura y ξ_{est} al de los estribos, mientras que Δ_{est} es el desplazamiento promedio de los estribos.

Como se desconoce en un principio la fracción de carga que es transmitida por la superestructura y la configuración deformada del puente, será necesario realizar un procedimiento iterativo.

A continuación se resumen los resultados obtenidos con las expresiones anteriores en las siguientes tablas para los diferentes estados límites considerados (servicio, control de daño y colapso), nótese que lo que nos interesa solo son los desplazamientos para cada condición, así como los periodos fundamentales y participación de masas para cada caso obtenidos por medio del programa SAP 2000 V.11.

V.I.- PUENTE LA CHUTA

PUENTE LA CHUTA CONSIDERANDO TODOS LOS APOYOS MONOLÍTICAMENTE EMPOTRADOS Y ESTRIBOS ARTICULADOS																			
MODO	T1LONG			W	MODO	T1TRANSV			W	MODO	T1TOR			W	MODO	T1FLEX			W
	0.16853			37.2822958		0.80669			7.7888474		0.56212			11.1776583		0.09114			68.939931
	Mx	My	Rz	MX		My	Rz	MX	My		Rz	MX	My	Rz		MX	My	Rz	
7	0.865578	0.835381	0.786459	1	0	0.663128	0.449937	2	0	0.637094	0.582392	8	0.865579	0.835381	0.786459				
PUENTE LA CHUTA CONSIDERANDO LOS APOYOS Y ESTRIBOS CON NEOPRENOS (K=2868.75 kg/cm)																			
MODO	T1LONG			W	MODO	T1TRANSV			W	MODO	T1TOR			W	MODO	T1FLEX			W
	1.50596			4.17221261		1.65665			3.79270534		1.34152			4.68363148		0.07643			82.2083646
	Mx	My	Rz	MX		My	Rz	MX	My		Rz	MX	My	Rz		MX	My	Rz	
2	0.87	0.79	0.59	1	0	0.79	0.59	3	0.87	0.79	0.82	23	1	1	1				
PUENTE LA CHUTA CONSIDERANDO LOS APOYOS Y ESTRIBOS CON AISLADORES DE BASE (4 AISLADORES POR SECCIÓN)																			
MODO	T1LONG			W	MODO	T1TRANSV			W	MODO	T1TOR			W	MODO	T1FLEX			W
	1.61764			3.88416787		1.71859			3.65601179		1.48335			4.23580767		0.07644			82.19761
	Mx	My	Rz	MX		My	Rz	MX	My		Rz	MX	My	Rz		MX	My	Rz	
2	0.872243	0.821433	0.611266	1	0	0.821433	0.611266	3	0.872243	0.82154	0.842042	23	1	0.996884	0.997209				

De las tablas anteriores se puede observar que al implementar tanto neoprenos, como aisladores a la estructura se presenta un incremento considerable de periodo.

F'c =	34.4	Mpa	Fu =	515	Mpa	ϕl =	3.81	cm #12
Fy =	414	Mpa	Fu/Fy =	1.24396135		ϕt =	1.5875	cm # 5
Es =	2000000	kg/cm ²	Dc =	2	m	Ag =	3.14159265	m ²
C =	0.16666667		rec =	10	cm	d =	1.884125	

εuc =	0.02	εc servicio =	0.003	εc cont.daño =	0.013	Si μ < 1 ENTONCES ξ = 0.05	
εus =	0.09	es servicio =	0.0006	es cont.daño =	0.06	K =	0.04879227

RESPUESTA LONGITUDINAL (MONOLÍTICO)

P (ton)	Pu (ton)	N° PILA	H (m)	ϕ_y	Lsp (cm)	Δy (m)	Pu (MN)	c (m)
602.430	783.159	1	6.25	0.00232875	34.70148	0.018715	7.68016748	0.49238591
618.085	803.511	2	11.76			0.060199	7.87975007	0.49478672
612.569	796.339	3	11.56			0.058281	7.80942089	0.49394072
610.640	793.832	4	11.00			0.053076	7.78483513	0.49364497
604.953	786.438	5	9.74			0.042255	7.71232594	0.49277275
620.197	806.256	6	8.45			0.032452	7.90667393	0.49511059

ϕ_{lcu}	ϕ_{lsu}	ϕ_{lccd}	ϕ_{lscd}	ϕ_{lcserv}	ϕ_{lsserv}
0.04061855	0.06466729	0.02640206	0.04311153	0.00609278	0.00043112
0.04042146	0.06477904	0.02627395	0.04318603	0.00606322	0.00043186
0.04049069	0.06473962	0.02631895	0.04315975	0.0060736	0.0004316
0.04051495	0.06472585	0.02633472	0.04315057	0.00607724	0.00043151
0.04058666	0.06468527	0.02638133	0.04312352	0.006088	0.00043124
0.04039502	0.06479414	0.02625676	0.0431961	0.00605925	0.00043196

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)	μ	μcd	$\mu serv$	ξ_{pu}	ξ_{pcd}	ξ_{pserv}
3.125	0.49949065	0.138248932	0.093867655	0.012791	7.38698202	5.01558069	0.68346244	0.17219734	0.16315148	0.05
5.88	0.63391335	0.344173607	0.238706453	0.046058	5.71723652	3.96526991	0.76509736	0.16660968	0.15568773	0.05
5.78	0.62903412	0.335781004	0.232729282	0.044486	5.76138179	3.9932046	0.76329642	0.16679909	0.15593707	0.05
5.5	0.61537229	0.311562225	0.215574888	0.040234	5.87009057	4.06160958	0.75803425	0.16725337	0.15653314	0.05
4.87	0.58463316	0.26010782	0.17921802	0.03145	6.15570306	4.24136774	0.74428757	0.16837046	0.15800789	0.05
4.225	0.55316214	0.210382508	0.14429719	0.023586	6.4828021	4.44642539	0.7267996	0.16952889	0.1595446	0.05

R	$\xi_{sis.pu}$	$\xi_{sis.pcd}$	$\xi_{sis.pserv}$
1	0.16807344	0.157628151	0.05
1.8816			
1.8496			
1.76			
1.5584			
1.352			

De los cálculos anteriores se observa:

Desplazamiento de fluencia máximo $\Delta y=0.060199$ m

(estado limite ultimo) desplazamiento máximo $\Delta u=0.34417$ m

(estado limite control de daño) desplazamiento máximo $\Delta cd=0.2387$ m

(estado limite servicio) desplazamiento máximo $\Delta serv=0.04605$ m

Se obtuvo una ductilidad máxima $\mu=7.3869$

Se obtuvo un amortiguamiento máximo $\xi=17.21\%$

RESPUESTA LONGITUDINAL (NEOPRENOS)

Pu (ton)	N° PILA	H (m)	ϕ_y	Lsp (cm)	Δy (m)	Pu (MN)	c (m)
760.49792	1	6.25	0.00232875	34.70148	0.033783	7.45793693	0.48971266
791.91229	2	11.76			0.113783	7.76600666	0.49341848
790.35268	3	11.56			0.110054	7.75071211	0.4932345
788.0626	4	11			0.099946	7.7282541	0.49296435
776.60011	5	9.74			0.078982	7.61584547	0.49161217
781.9682	6	8.45			0.060072	7.66848845	0.49224542

ϕ_{lcu}	ϕ_{lsu}	ϕ_{lccd}	ϕ_{lscd}	ϕ_{lcserv}	ϕ_{lsserv}
0.04084028	0.06454332	0.02654618	0.04302888	0.00612604	0.00043029
0.04053354	0.06471531	0.0263468	0.04314354	0.00608003	0.00043144
0.04054866	0.06470675	0.02635663	0.04313783	0.0060823	0.00043138
0.04057089	0.06469418	0.02637108	0.04312945	0.00608563	0.00043129
0.04068248	0.06463136	0.02644361	0.04308757	0.00610237	0.00043088
0.04063014	0.06466077	0.02640959	0.04310718	0.00609452	0.00043107

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)	μu	μcd	$\mu serv$	ξpu	ξpcd	$\xi pserv$
6.25	0.65196649	0.19070927	0.13246382	0.026047	5.64514723	3.92103525	0.77101318	0.166294	0.15528564	0.05
11.76	0.9208119	0.52749267	0.37386803	0.093237	4.63597054	3.28581092	0.81943156	0.16084415	0.1483175	0.05
11.56	0.91105345	0.51257804	0.36311071	0.090072	4.65749714	3.29937483	0.81842891	0.16098505	0.14849433	0.05
11	0.88372978	0.47169872	0.33366198	0.081501	4.71954186	3.33842685	0.81544794	0.16138397	0.1489954	0.05
9.74	0.82225151	0.38614641	0.27211117	0.063782	4.88905662	3.4452397	0.8075561	0.16242226	0.15030789	0.05
8.45	0.75930949	0.30582006	0.21457867	0.047896	5.09089003	3.57202343	0.79731302	0.16356832	0.15176389	0.05

R	$\xi_{sis.pu}$	$\xi_{sis.pcd}$	$\xi_{sis.pserv}$
1	0.16220593	0.15004589	0.05
1.8816			
1.8496			
1.76			
1.5584			
1.352			

Se puede observar que al igual que en el caso monolítico, los valores máximos y mínimos se presentan en la pila más corta y en la pila más larga (letras rojas) de la estructura.

RESPUESTA LONGITUDINAL (AISLADORES)

P (ton)	Pu (ton)	N° PILA	H (m)	ϕ_y	Lsp (cm)	Δy (m)	Pu (MN)	c (m)
585.3065	760.89845	1	6.25	0.00232875	34.70148	0.033783	7.46186478	0.48975991
608.9625	791.65125	2	11.76			0.113783	7.76344673	0.49338769
608.0047	790.40611	3	11.56			0.110054	7.75123608	0.4932408
606.2437	788.11681	4	11			0.099946	7.72878571	0.49297074
597.1869	776.34297	5	9.74			0.078982	7.61332379	0.49158183
601.8189	782.36457	6	8.45			0.060072	7.67237551	0.49229218

ϕ_{lcu}	ϕ_{lsu}	ϕ_{lccd}	ϕ_{lscd}	ϕ_{lcserv}	ϕ_{lsserv}
0.04083634	0.06454551	0.02654362	0.04303034	0.00612545	0.0004303
0.04053607	0.06471387	0.02634845	0.04314258	0.00608041	0.00043143
0.04054815	0.06470704	0.02635629	0.04313803	0.00608222	0.00043138
0.04057036	0.06469448	0.02637073	0.04312965	0.00608555	0.0004313
0.04068499	0.06462995	0.02644524	0.04308664	0.00610275	0.00043087
0.04062628	0.06466294	0.02640708	0.04310863	0.00609394	0.00043109

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)	μu	μcd	$\mu serv$	ξpu	ξpcd	$\xi pserv$
6.25	0.65196649	0.19069321	0.13245338	0.026047	5.644672	3.92072635	0.77101494	0.16629189	0.1552828	0.05
11.76	0.9208119	0.52752006	0.37388584	0.093237	4.63621131	3.28596742	0.81943065	0.16084574	0.14831955	0.05
11.56	0.91105345	0.51257258	0.36310716	0.090072	4.65744756	3.2993426	0.8184291	0.16098473	0.14849391	0.05
11	0.88372978	0.4716936	0.33365865	0.081501	4.71949067	3.33839357	0.81544813	0.16138365	0.14899498	0.05
9.74	0.82225151	0.38616651	0.27212424	0.063782	4.88931117	3.44540516	0.80755515	0.16242376	0.15030986	0.05
8.45	0.75930949	0.3057953	0.21456258	0.047896	5.09047785	3.57175551	0.79731457	0.16356607	0.15176093	0.05

R	$\xi_{sis.pu}$	$\xi_{sis.pcd}$	$\xi_{sis.pserv}$
1	0.16220583	0.15004574	0.05
1.8816			
1.8496			
1.76			
1.5584			
1.352			

RESPUESTA TRANSVERSAL

A continuación se procedió a colocar solamente los valores correspondientes a los desplazamientos obtenidos para cada estado limite (ultimo (Δu), control de daño (Δcd) y de servicio ($\Delta serv$)).

MONOLÍTICO

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
3.125	0.49949065	0.13898334	0.09434502	0.012788
5.88	0.63391335	0.34452709	0.23893622	0.046057
5.78	0.62903412	0.33605303	0.2329061	0.044485
5.5	0.61537229	0.3118045	0.21573237	0.040233
4.87	0.58463316	0.26035166	0.17937652	0.031449
4.225	0.55316214	0.21150648	0.14502777	0.023582

NEOPRENOS

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
6.25	0.65196649	0.19070927	0.13246382	0.026047
11.76	0.9208119	0.52749267	0.37386803	0.093237
11.56	0.91105345	0.51257804	0.36311071	0.090072
11	0.88372978	0.47169872	0.33366198	0.081501
9.74	0.82225151	0.38614641	0.27211117	0.063782
8.45	0.75930949	0.30582006	0.21457867	0.047896

AISLADORES

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
6.25	0.65196649	0.19069321	0.13245338	0.026047
11.76	0.9208119	0.52752006	0.37388584	0.093237
11.56	0.91105345	0.51257258	0.36310716	0.090072
11	0.88372978	0.4716936	0.33365865	0.081501
9.74	0.82225151	0.38616651	0.27212424	0.063782
8.45	0.75930949	0.3057953	0.21456258	0.047896

Se puede observar que al igual que en la respuesta longitudinal los valores máximos se presentan en las 2 primeras pilas las cuales a su vez son la pila más corta y la pila más larga de la estructura.

V.II.- PUENTE MOTÍN DE ORO

PUENTE M. ORO CONSIDERANDO TODOS LOS APOYOS MONOLÍTICAMENTE EMPOTRADOS Y ESTRIBOS ARTICULADOS															
MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
			W				W				W				W
	Mx	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz
3	0.955703	0.671268	0.603879	1	0	0.671243	0.49346	2	0	0.671268	0.603879	5	0.955705	0.774717	0.675522
PUENTE M. ORO CONSIDERANDO LOS APOYOS Y ESTRIBOS CON NEOPRENOS (K=2040.00 kg/cm)															
MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
			W				W				W				W
	Mx	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz
2	0.91	0.9	0.67	1	0	0.9	0.67	3	0.91	0.9	0.92	10	1	0.91	0.92
PUENTE M. ORO CONSIDERANDO LOS APOYOS Y ESTRIBOS CON AISLADORES DE BASE															
MODO	T1LONG			MODO	T1TRANSV			MODO	T1TOR			MODO	T1FLEX		
			W				W				W				W
	Mx	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz		MX	My	Rz
1	0.91	0	0	2	0.91	0.91	0.67	3	0.91	0.91	0.92	10	1	0.91	0.92

Se puede observar un cambio importante en el periodo fundamental del puente a la hora de implementar los apoyos tanto de neoprenos como los aisladores de base.

F'c =	34.4	Mpa	Fu =	515	Mpa	ϕl =	3.81	cm
Fy =	414	Mpa	Fu/Fy =	1.244		ϕt =	1.5875	cm
Es =	2000000	kg/cm ²	hc=Dc =	0.8	m	Ag =	3.36	m ²
C =	0.16666667		rec =	10	cm	d =	0.684125	

εuc =	0.02
εus =	0.09

εc servicio =	0.003	K =	0.0488
εs servicio =	0.0006		

Si $\mu < 1$ ENTONCES $\xi = 0.05$

εc cont.daño =	0.013
εs cont.daño =	0.06

RESPUESTA LONGITUDINAL

MONOLÍTICO

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
2.5	0.4690148	0.27574113	0.1850486	0.019416
2.5	0.4690148	0.27558953	0.18495006	0.019417
2.5	0.4690148	0.27552228	0.18490635	0.019417

NEOPRENOS

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
5	0.5910148	0.36638841	0.25308597	0.0462023
5	0.5910148	0.36765901	0.25391187	0.0461972
5	0.5910148	0.36605944	0.25287215	0.0462036

AISLADORES

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
5	0.5910148	0.36553933	0.25253407	0.046206
5	0.5910148	0.36697209	0.25346537	0.0462
5	0.5910148	0.36520471	0.25231657	0.046207

RESPUESTA TRANSVERSAL

MONOLÍTICO

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
2.5	0.4690148	0.05252212	0.03524735	0.003615
2.5	0.4690148	0.05249324	0.03522858	0.003615
2.5	0.4690148	0.05248043	0.03522026	0.003615

NEOPRENOS

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
5	0.5910148	0.06978827	0.04820685	0.008694
5	0.5910148	0.07003029	0.04836416	0.008694
5	0.5910148	0.06972561	0.04816612	0.008695

AISLADORES

Lc (m)	Lp (m)	Δu (m)	Δcd (m)	$\Delta serv$ (m)
5	0.5910148	0.06962654	0.04810173	0.008695
5	0.5910148	0.06989945	0.04827912	0.008694
5	0.5910148	0.0695628	0.0480603	0.008695

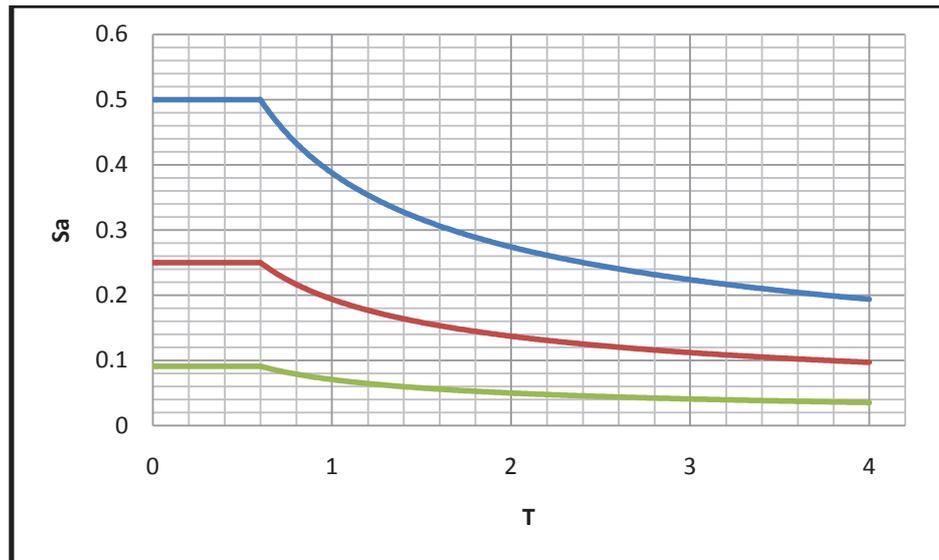
De los resultados obtenidos tanto de la respuesta longitudinal como de la transversal, se observa un cambio considerable entre los desplazamientos para los estados limite considerados en ambos casos, esto se debe principalmente a las características y dimensiones de las pilas.



VI.- ANÁLISIS CON DISTINTOS MÉTODOS

El objetivo en el análisis a realizar es el de identificar la aceleración crítica que es capaz de soportar la pila, antes de llegar a un desplazamiento límite dado por las condiciones establecidas.

A continuación se presenta una gráfica con los espectros de diseño correspondientes para cada estado límite



ESPECTRO PARA EL
ESTADO LIMITE ULTIMO
(AZUL)

ESPECTRO PARA EL
ESTADO LIMITE C.DAÑO
(GUINDA)

ESPECTRO PARA EL
ESTADO LIMITE
SERVICIO (VERDE)

Figura 6.1 espectros de diseño para los tres estados límite considerados

VI.I.-ANÁLISIS ESTÁTICO

Este método se basa en el cálculo de una carga estática horizontal que es equivalente a las fuerzas de inercia inducidas por el sismo sobre el puente. La magnitud de esta carga depende, entre otros factores, del periodo fundamental de la estructura y de la ordenada espectral asociada a dicho periodo.

Este método será aplicable para aquellos puentes que cumplan con lo siguiente:

- 1.- Que tengan dos o más claros o tramos.
- 2.- Que sean rectos o alojados horizontalmente en curvas de poco grado.

3. -Que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
4. -Que la fuerza sísmica se distribuya en todos los marcos resistentes.
- 5.-Que la relación de la rigidez transversal de toda la estructura y la rigidez transversal de la superestructura sola sea menor que 2.
- 6.-Que sus claros sean menores de 120 m y el ancho de la calzada no supere los 30 m.

Este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1.-Se aplica una carga uniforme horizontal de magnitud unitaria, en dirección perpendicular a la superestructura.
- 2.-Se obtienen los desplazamientos y elementos mecánicos resultantes de la aplicación de la carga uniforme.
- 3.-Con base en los desplazamientos calculados en el paso anterior se escala el valor de la carga uniforme para que produzca un desplazamiento horizontal máximo unitario en la estructura.
- 4.-Se calcula la rigidez lineal total de la estructura multiplicando la longitud por el nuevo valor de la carga uniforme.
- 5.- Se calcula la carga muerta total de la estructura.
- 6.-Se determina el periodo fundamental de vibración.
- 7.-Se calcula la ordenada espectral a correspondiente al periodo fundamental de vibración y se define el factor reductivo Q' de la estructura.
8. La fuerza lateral equivalente P se obtiene con

$$P = \frac{a}{Q'} W$$

donde W es el peso de la carga muerta total.

- 9.-La fuerza P se transforma en una carga uniforme equivalente.

VI.II.- ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

En general, el tipo de análisis dinámico a realizar depende del tipo de datos disponibles en la excitación dinámica. En general, el primer dato disponible en una excitación dinámica es su variación frente al tiempo, lo cual indica que siempre se puede realizar un análisis de respuesta en el tiempo.

En modelos con un comportamiento lineal elástico es muy usual la aplicación del desacoplamiento modal del sistema de ecuaciones del movimiento y la definición de la acción mediante Espectros de Respuesta. El análisis de Espectros de Respuesta es útil en problemas con excitaciones de la base (terremotos) o excitaciones aleatorias. La excitación requerida para este análisis es el espectro de respuesta de uno o más movimientos de la base.

El objetivo del análisis de Espectros de Respuesta es obtener los valores máximos de movimientos, esfuerzos y tensiones de la estructura en un único caso de carga debido a movimientos de la base prescritos.

En general, los tipos de Espectros de Respuesta más usados son los siguientes:

- Espectro de Respuesta de máximo desplazamiento relativo: S_d
- Espectro de Respuesta de máxima pseudo-velocidad (relativa): S_v
- Espectro de Respuesta de máxima pseudo-aceleración (absoluta): S_a

Las tres respuestas están relacionadas entre sí, de forma que el Espectro de Respuesta de Aceleración es proporcional al de Desplazamiento multiplicando por w^2 , y el de Velocidad es proporcional al Espectro de Desplazamiento multiplicando por w , es decir, $S_a = wS_v = w^2S_d$.

Para nuestro caso se realizara un análisis dinámico de superposición modal con ayuda del programa Sap 2000 V.11.

- Primero se debe introducir el espectro de respuesta, en Define/funtions/ spectrum response.
-
- Luego se define el caso de análisis Define/Analisis case/add new case/
- luego se ubica el análisis tipo espectro de respuesta y se coloca el espectro, este se multiplica por la gravedad (Scale factor), se deben crear dos casos uno para X y otro para Y.
- Después se crean las combinaciones según reglamento y se procede al análisis.

A continuación se presentan los resultados obtenidos por medio del método estático y dinámico en las gráficas correspondientes:

a) Puente La Chuta, dirección longitudinal

Los desplazamientos máximos permitidos para cada una de las pilas del puente y para los tres estados límite considerados se muestran en la figura 6.2. La primera gráfica representa el caso en el que la superestructura se encuentra conectada monóticamente con las pilas. Debido a la gran diferencia en las alturas de estos elementos, existe una variación importante en los desplazamientos máximos permisibles para cada estado límite. Como es de esperarse, el desplazamiento crítico corresponde a la pila más corta, es decir, la pila 1. Los valores de desplazamiento máximo de la pila 1 para los estados límite de servicio, control de daño y último son: 1.3 cm, 9.4 cm y 13.8 cm respectivamente.

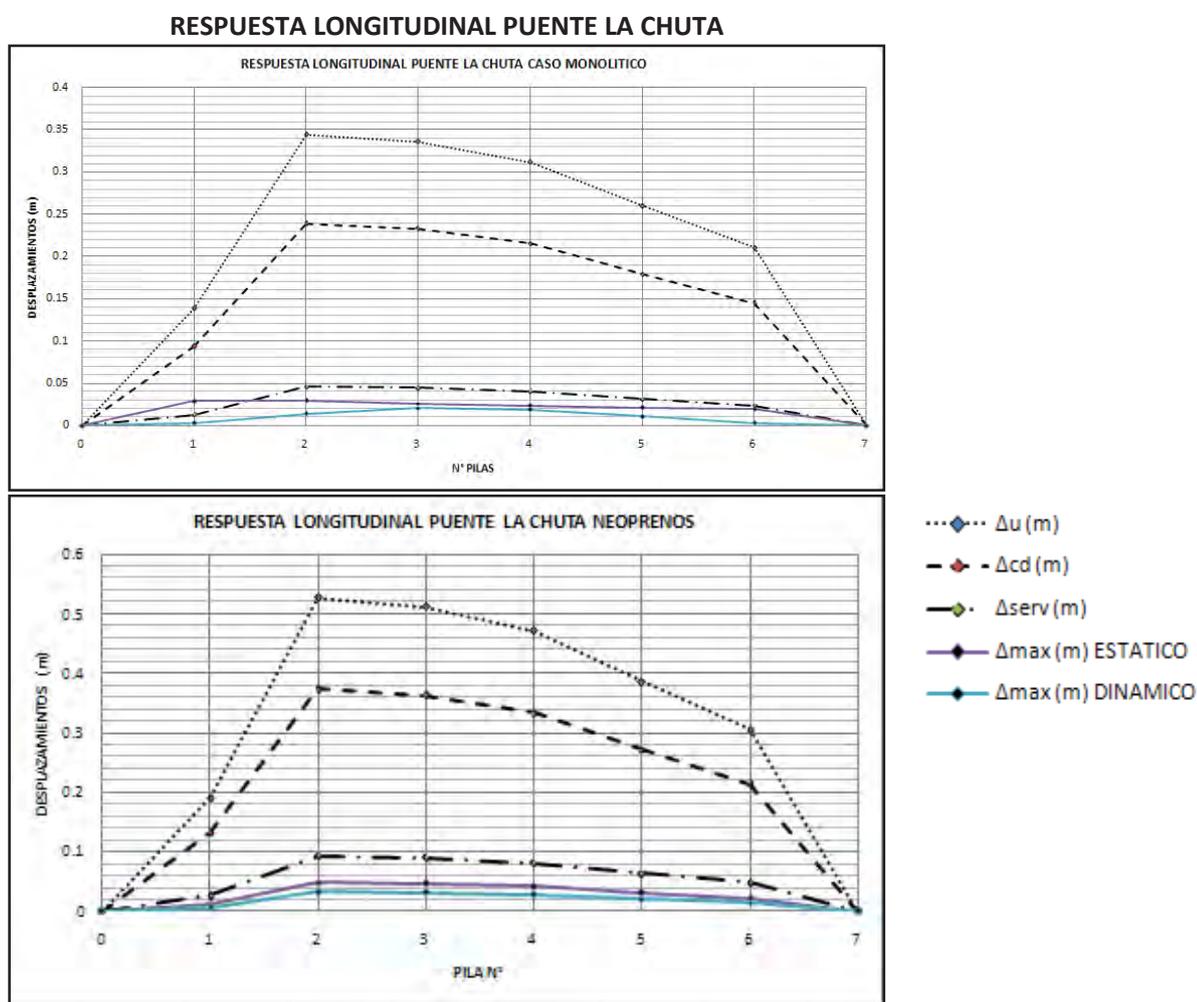


Figura 6.2 Desplazamientos máximos de las pilas del puente La Chuta para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con el método estático y dinámico

El desplazamiento de fluencia de las pilas 1 y 2 es de 1.87 cm y 6 cm respectivamente, por lo que las ductilidades que se alcanzan para cada estado límite son:

Estado límite último:	$\mu_u = 7.4$ (pila 1)	$\mu_u = 5.7$ (pila 2)
Estado límite de control de daño	$\mu_{cd} = 5.0$ (pila 1)	$\mu_{cd} = 4.0$ (pila 2)
Estado límite de servicio:	$\mu_{ser} = 1.0$ (pila 1)	$\mu_{ser} = 1.0$ (pila 2)

Al someter al puente a los espectros de diseño indicados en la figura 6.1, se obtienen las demandas de desplazamiento de las pilas, mismas que se muestran en la figura 6.2. A diferencia de los desplazamientos máximos, las demandas de desplazamiento en las pilas son mucho más uniformes debido a la elevada rigidez de la superestructura. Esta situación conduce a que la pila crítica sea la de menor desplazamiento permisible. Por ejemplo, para el caso del análisis estático y el espectro de diseño para la condición de estado límite último, la demanda máxima se presenta en la pila 2 y es igual a 2.94 cm, mientras que en la pila 1 el desplazamiento máximo es de 2.87 cm, de manera que, la relación entre la demanda y la capacidad de la pila 1 es $D/C = 0.208$, mientras que en la pila 2 el valor de D/C es de 0.085. Al aplicar los espectros de diseño para los otros estados límite se obtienen las relaciones D/C que se muestran en la tabla 6.1. Al observar en la tabla 6.1 los resultados del método estático y dinámico para el puente conectado monolíticamente, se concluye que en todos los casos la pila crítica es la más corta (pila 1) y que la relación entre demanda y capacidad está muy por debajo de la condición límite de 1.0. La condición más desfavorable es la condición de servicio que se obtiene al utilizar el método estático, pero incluso en este caso el valor de $D/C = 0.406 < 1.0$. Con base en estos resultados se considera que el puente monolítico cumple sobradamente en la dirección longitudinal con los desplazamientos máximos para todos los estados límite.

Tabla 6.1 Relación demanda - capacidad de la pila crítica (D/C) para los estados límite y tipo de conexión del puente La Chuta en dirección longitudinal

METODO ESTATICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	D/C	PILA CRITICA	D/C	PILA CRITICA	D/C	PILA CRITICA
SERVICIO	0.406	1	0.173	2	0.082	2
CONT. DAÑO	0.154	1	0.120	2	0.056	2
ULTIMA	0.208	1	0.170	2	0.080	2

METODO DINAMICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.180	1	0.060	2 Y 3	0.064	2 Y 3
CONT. DAÑO	0.071	1	0.040	2 Y 3	0.045	2 Y 3
ULTIMA	0.100	1	0.056	2 Y 3	0.063	2 Y 3

La segunda gráfica de la figura 6.2 muestra los desplazamientos de las pilas para el puente con aisladores de neopreno. Como resultado de la flexibilidad que introducen los dispositivos de apoyo en las pilas, los desplazamientos máximos para cada estado límite son superiores a los del puente monolítico. El incremento en los desplazamientos máximos que soportan las pilas es del orden de 50%. Evidentemente, las demandas de desplazamiento también se incrementan, como puede observarse en la figura 6.2. Una modificación importante en la respuesta es que la flexibilidad producida por los apoyos conduce a la pila 2 (en algunos casos también la pila 3) a la condición de pila crítica del puente. A pesar de que todos los apoyos tienen las mismas características, la pila más corta deja de ser la pila crítica. En las columnas intermedias de la tabla 6.1 se muestran las relaciones D/C para los tres estados límite y para el análisis estático y dinámico. El empleo de los apoyos de neopreno aumenta la seguridad sísmica del puente pues la relación D/C máxima es de 0.173, inferior al valor de 0.406 del puente monolítico. Finalmente se estudia el caso del puente con aisladores de base. Para ello se emplearon apoyos de hule con núcleo de plomo, diseñados en el capítulo 4. La relación D/C se reduce aún más lo que indica que el uso de los aisladores de base incrementa la seguridad del puente.

b) Puente La Chuta, dirección transversal

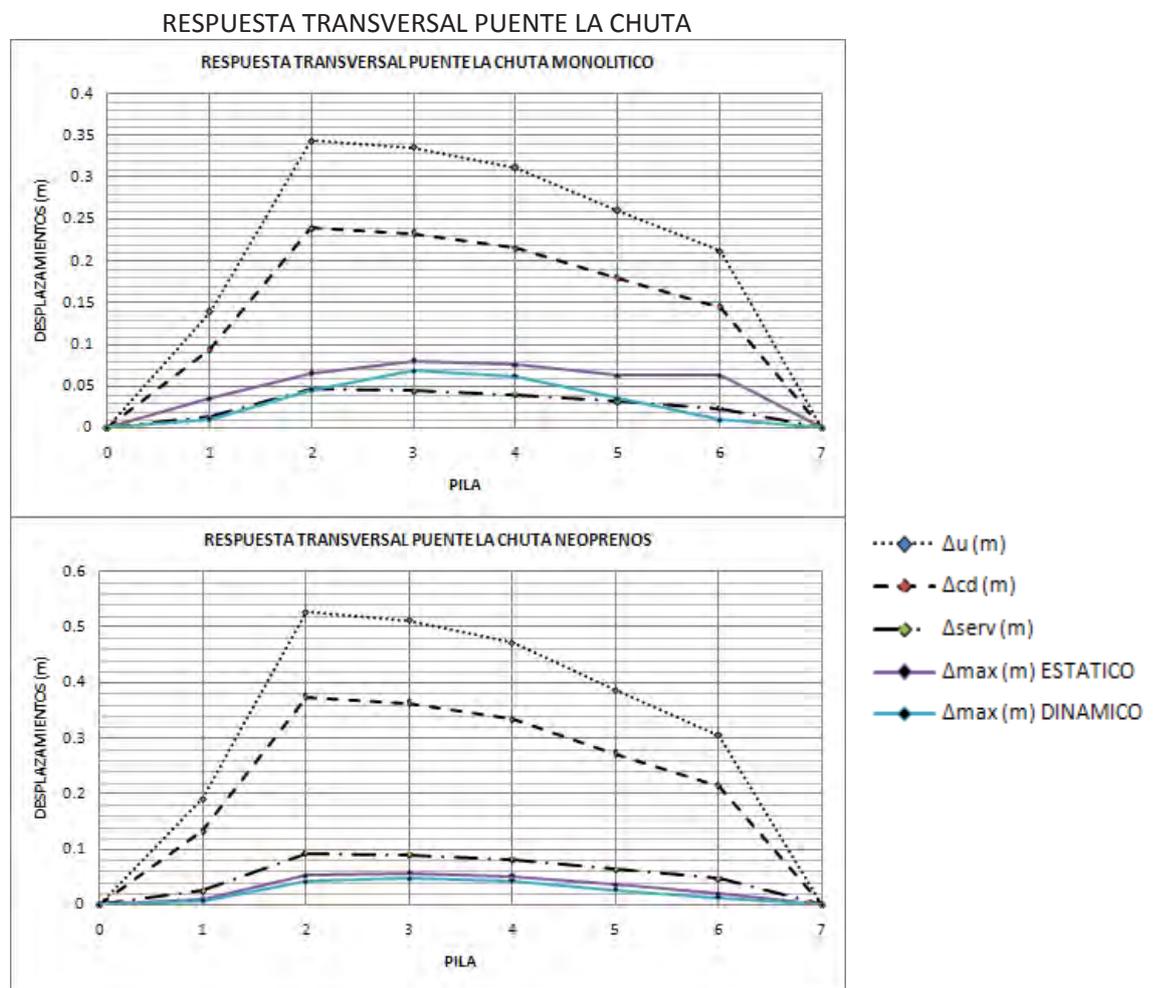
Como las columnas del puente son circulares, los desplazamientos máximos permisibles en la dirección transversal son los mismos que se presentan en dirección longitudinal (figura 6.2). La principal diferencia estriba en las demandas de desplazamiento. Los desplazamientos transversales son mayores que los obtenidos longitudinalmente, El máximo desplazamiento se presenta en la pila 3 (6.84 cm), casi tres veces mayor que el máximo desplazamiento obtenido en dirección longitudinal. La relación D/C se incrementa a 0.602 en el caso más crítico que corresponde a la condición de servicio para la pila 1. De cualquier forma el puente sigue cumpliendo sobradamente las condiciones de diseño.

La otra modificación que se obtiene de los resultados del análisis es que la pila 6 es la pila crítica para los estados límite de control de daño y último, cuando se realiza un análisis estático. La pila 6 es la segunda pila más corta de todo el sistema. En el análisis dinámico la pila con mayor relación D/C es una de las pilas centrales (pila 3), cuya altura es casi igual a la de la pila más alta (pila 2). De acuerdo con estos resultados, la condición de pila más desfavorable se invierte, pues en el análisis estático las pilas cortas son las más desfavorables, mientras que en el análisis dinámico es la pila 3 la que se encuentra en las peores condiciones.

Cuando la superestructura se apoya sobre neoprenos se observa un mejor comportamiento, con menores concentraciones de demanda en alguna pila y con relaciones D/C menores. Al utilizar aisladores de base el comportamiento del puente es aún mejor.

c) Puente Motín de Oro, dirección longitudinal

En la figura 6.4 se indican los desplazamientos máximos, en dirección longitudinal, de las pilas del puente Motín de Oro para los tres estados límite que se han considerado en este trabajo. A diferencia del puente La Chuta, la subestructura del puente es regular ya que las tres pilas son de igual altura. Debido a la regularidad, el desplazamiento máximo es de 27.6 cm para las tres pilas en la condición de prevención del colapso (estado límite último). Los límites de desplazamiento para los estados límite de control de daño y de servicio son de 18.5 cm y 1.94 cm respectivamente.



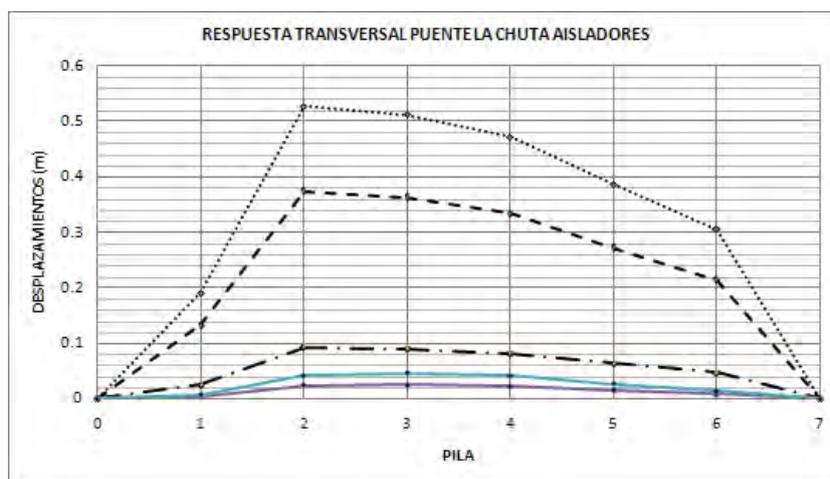


Figura 6.3 Desplazamientos máximos de las pilas del puente La Chuta para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con el método estático y dinámico
 Tabla 6.2 Relación demanda - capacidad de la pila crítica (D/C) para los estados límite y tipo de conexión del puente La Chuta en dirección transversal

METODO ESTATICO RESPUESTA TRANSVERSAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.6021	1	0.2264	3	0.0952	3
CONT. DAÑO	0.2632	6	0.1560	3	0.0656	3
ULTIMA	0.3610	6	0.2110	3	0.0929	3

METODO DINAMICO RESPUESTA TRANSVERSAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.1800	3	0.0900	3		3
CONT. DAÑO	0.1471	3	0.0694	3		3
ULTIMA	0.2000	3	0.0909	3		3

Se observa que la capacidad de desplazamiento de las pilas del puente Motín de Oro es prácticamente el doble que la de las pilas del puente La Chuta, a pesar de su menor altura.

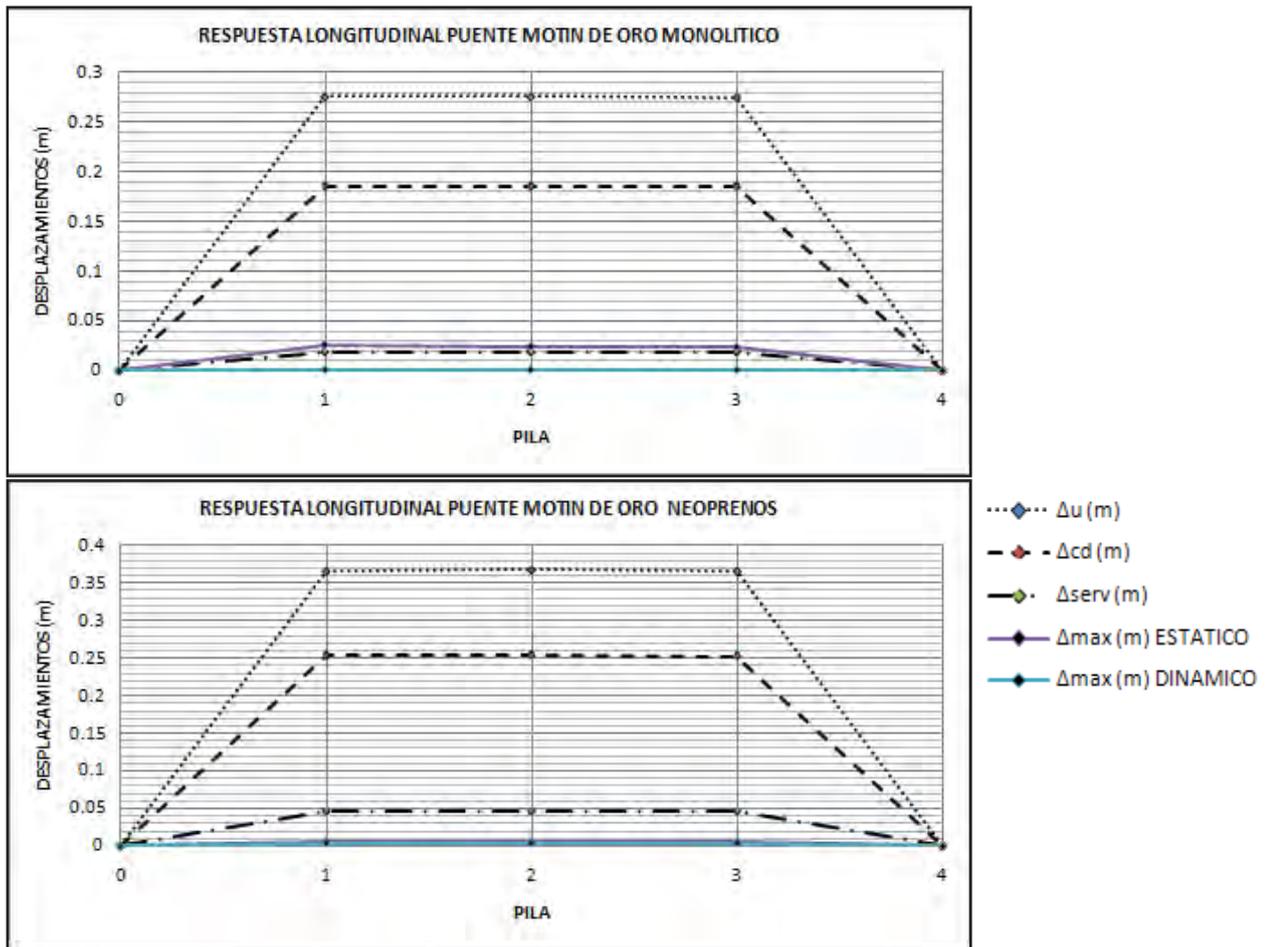
El desplazamiento de fluencia de las pilas es de 1.94 cm, por lo que las ductilidades que se alcanzan para cada estado límite son:

- Estado límite último: $\mu_u = 14.2$
- Estado límite de control de daño $\mu_{cd} = 9.54$
- Estado límite de servicio: $\mu_{ser} = 1.0$

Los valores de ductilidad son considerablemente mayores que los del puente La Chuta. Las demandas de desplazamiento para el espectro de diseño de la figura 6.1 se indican en la figura 6.4. La demanda de desplazamiento es uniforme debido a la elevada rigidez de la superestructura y a la regularidad de la subestructura. Debido a ello, las tres pilas son igualmente vulnerables. La pequeña diferencia numérica que se deriva de los análisis señalan a la pila 1 como la más crítica pero pueden considerarse las tres pilas en las mismas condiciones de seguridad.

La relación entre la demanda y la capacidad de la pila D/C es de 0.238 para la condición crítica que es la del estado límite de servicio (ver tabla 6.2). Los valores de D/C para el puente apoyado sobre neoprenos o sobre aisladores de base muestran una importante reducción de la vulnerabilidad con respecto al puente conectado monolíticamente. Los resultados de los tres casos indican que el puente se encuentra en condiciones de seguridad muy superiores a las indicadas en los códigos de construcción.

RESPUESTA LONGITUDINAL PUENTE MOTÍN DE ORO



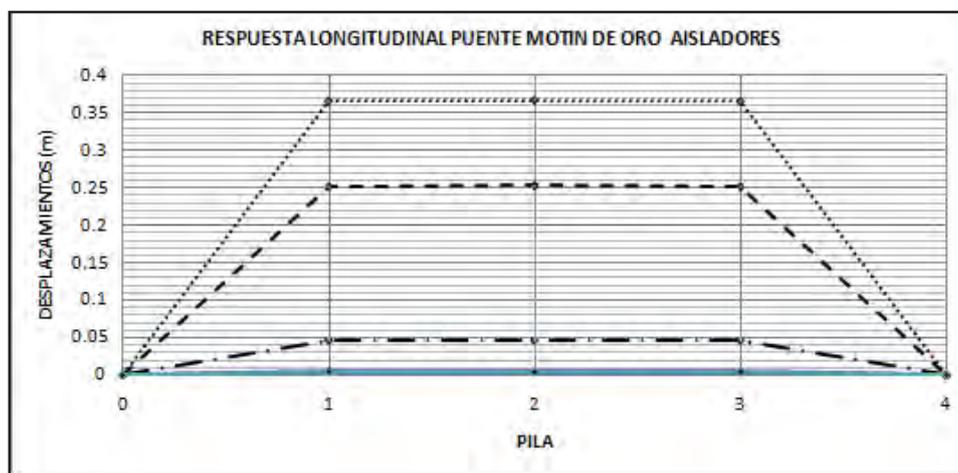


Figura 6.4 Desplazamientos máximos de las pilas del puente La Chuta para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con el método estático y dinámico

Tabla 6.3 Relación demanda - capacidad de la pila crítica (D/C) para los estados límite y tipo de conexión del puente Motín de Oro Chuta en dirección longitudinal

METODO ESTATICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.2381	1	0.0378	1,2 Y 3	0.0451	1,2 Y 3
CONT. DAÑO	0.0693	1	0.0188	1,2 Y 3	0.0228	1,2 Y 3
ULTIMA	0.0932	1	0.0260	1,2 Y 3	0.0316	1,2 Y 3

METODO DINAMICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.0069	2	0.0138	1 Y 3	0.0180	1,2 Y 3
CONT. DAÑO	0.0022	2	0.0069	1 Y 3	0.0091	1,2 Y 3
ULTIMA	0.0030	2	0.0097	1 Y 3	0.0127	1,2 Y 3

a) Puente Motín de Oro, dirección transversal

Cuando se considera la respuesta transversal del puente se observa que la capacidad de desplazamiento de las pilas es considerablemente menor que la de la dirección longitudinal. En este caso los desplazamientos límite son: 5.26 cm, 3.52 cm y 0.36 cm para los estados límite últimos, de control de daño y de servicio (ver figura 6.5).

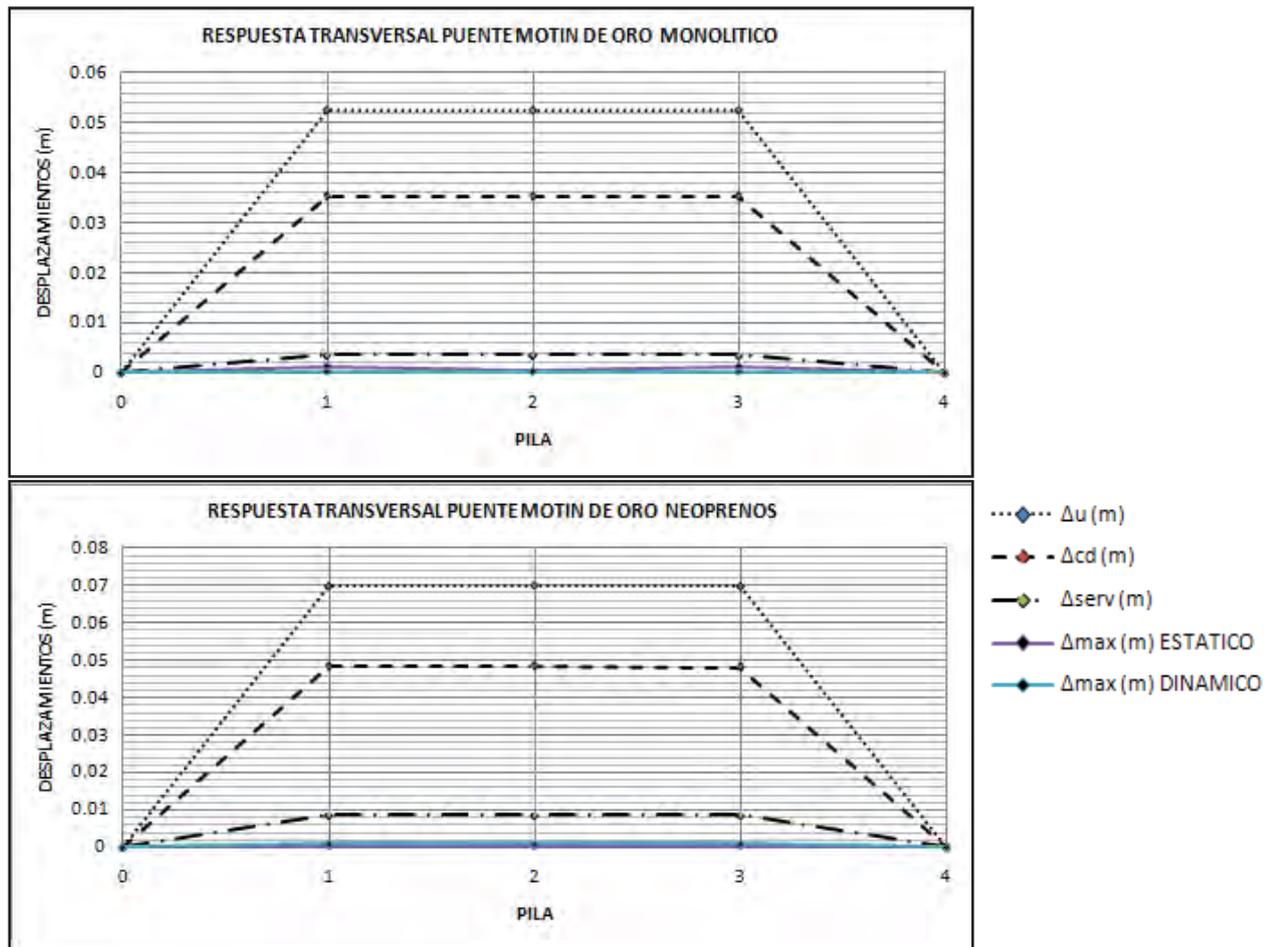
La ductilidad que puede desarrollar la pila en la dirección transversal para cada estado límite es:

Estado límite último:	$\mu_u = 14.6$
Estado límite de control de daño	$\mu_{cd} = 9.8$
Estado límite de servicio:	$\mu_{ser} = 1.0$

Cabe mencionar que la capacidad de la pila en la dirección transversal se obtuvo mediante la suposición de una falla por flexión, sin embargo, dadas las características geométricas de la pila, existe la posibilidad de que se produzca una falla prematura por cortante que altere los resultados anteriores.

La relación demanda – capacidad del puente es muy baja para la dirección transversal. En la tabla 6.3 se muestran los valores de la relación D/C. El valor máximo encontrado es D/C = 0.07, mucho menor que la condición límite D/C = 1.0. Debido a la regularidad del puente las tres pilas son igualmente vulnerables.

RESPUESTA TRANSVERSAL PUENTE MOTÍN DE ORO



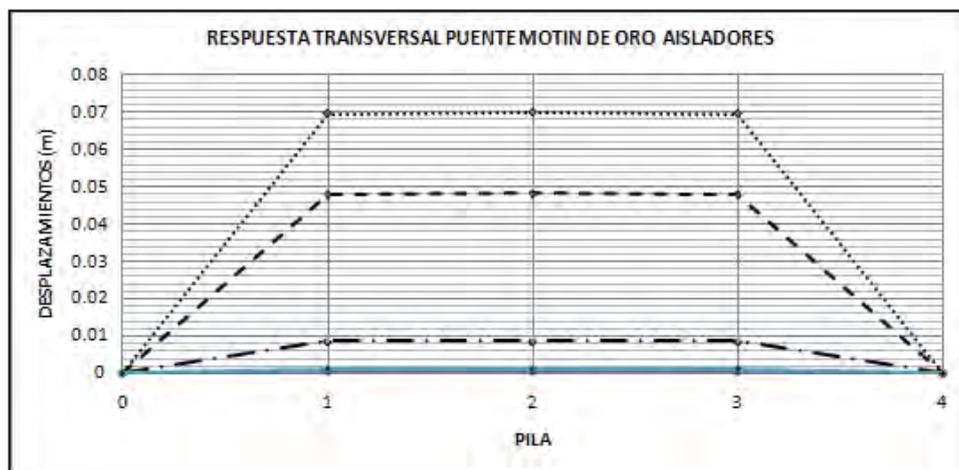


Figura 6.5 Desplazamientos máximos de las pilas del puente Motín de Oro para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con el método estático y dinámico

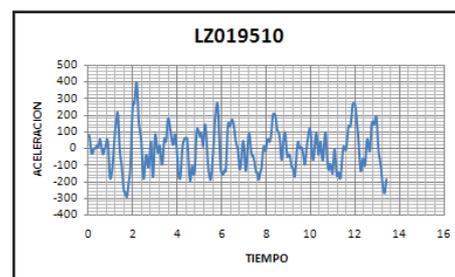
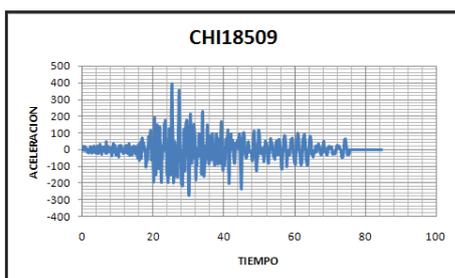
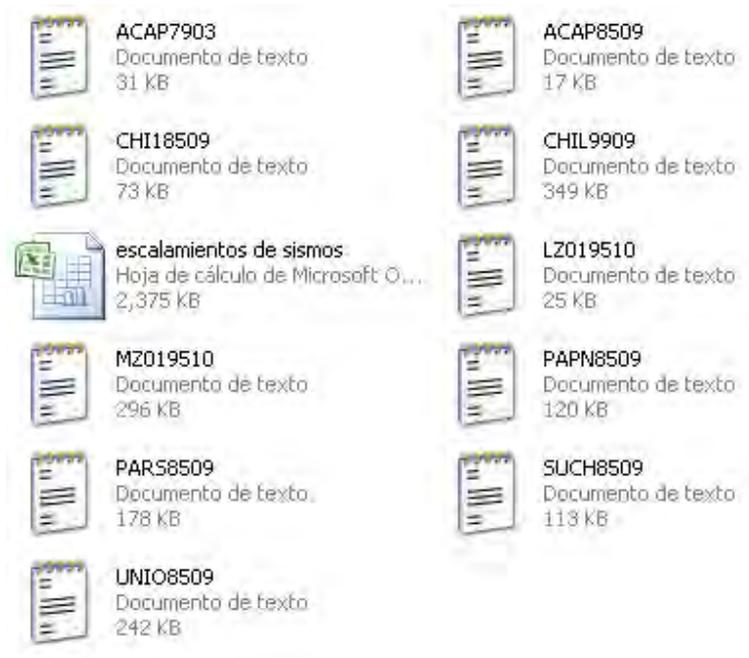
Tabla 6.4 Relación demanda - capacidad de la pila crítica (D/C) para los estados límite y tipo de conexión del puente Motín de Oro Chuta en dirección transversal

METODO ESTATICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.0697	1 y 3	0.0137	1, 2 y 3	0.0186	1 Y 3
CONT. DAÑO	0.0199	1 y 3	0.0068	1,2 y 3	0.0093	1 Y 3
ULTIMA	0.0267	1 y 3	0.0094	1, 2 y 3	0.0128	1 Y 3

METODO DINAMICO RESPUESTA LONGITUDINAL						
	MONOLITICO		NEOPRENOS		AISLADORES	
CONDICIÓN	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA	RELACION	PILA CRITICA
SERVICIO	0.0212	1,2 Y 3	0.0220	1,2 Y 3	0.0243	1,2 Y 3
CONT. DAÑO	0.0059	1,2 Y 3	0.0110	1,2 Y 3	0.0122	1,2 Y 3
ULTIMA	0.0075	1,2 Y 3	0.0151	1,2 Y 3	0.0167	1,2 Y 3

VI.III.- ANÁLISIS PASO A PASO (EXACTO)

Para este método se procedió a utilizar los siguientes registros sísmicos escalados a una aceleración correspondiente a la aceleración de diseño para el estado límite último (395cm/s²) de acuerdo con el estudio de riesgo sísmico del estado de Michoacán (Jara, 2004). Los acelerogramas para cada uno de los registros se muestran en la figura 7.1



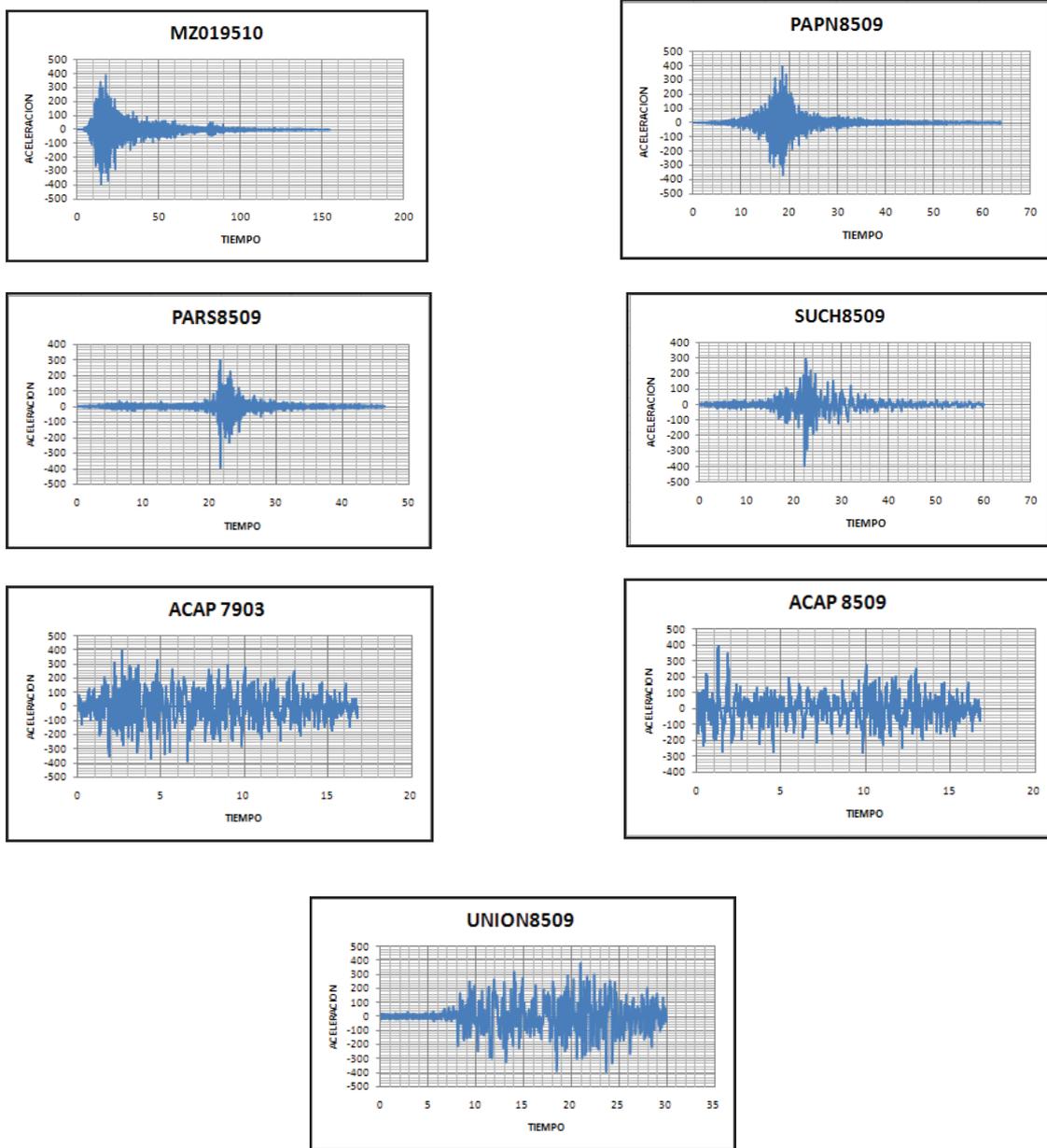


Figura 7.1 Historias de aceleración de los registros considerados en el estudio

A continuación se presentan graficadas la energía de entrada y la contribución de la energía histerética de los aisladores y la energía por amortiguamiento (figura 7.2). La figura con fondo negro es para el caso monolítico (fondo negro) y la de fondo blanco para el caso con aisladores (fondo blanco). Se observa que la disipación de energía de los aisladores de base representa un elevado porcentaje de la energía total de entrada.

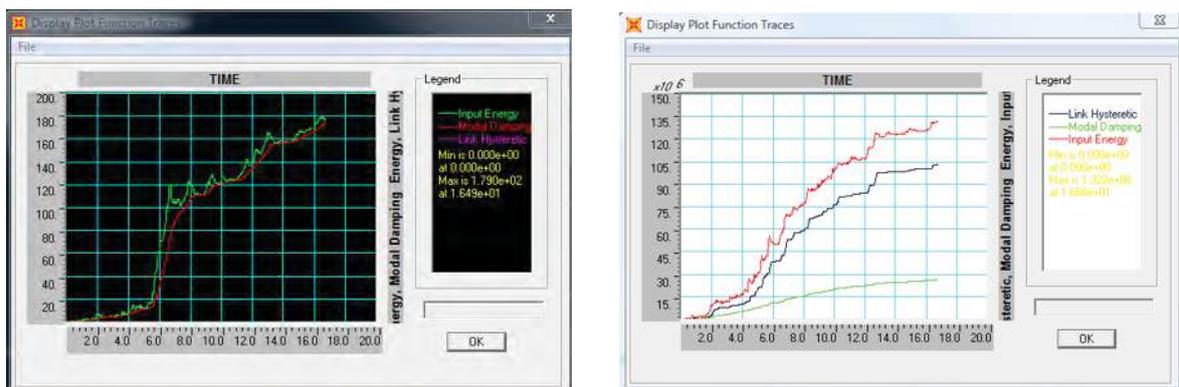


Figura 7.2 Energía de entrada, por amortiguamiento viscoso y energía histerética para el puente monolítico y con aisladores de base

Como se ilustró en el apartado anterior, se presentan los resultados de la demanda y capacidad de las pilas para los dos puentes, en las dos direcciones principales de análisis, como resultado del análisis paso a paso.

a) Puente La Chuta, dirección longitudinal

En la figura 7.3 se muestran los valores de demanda de desplazamiento para los diez sismos considerados en el estudio. El registro que genera las mayores demandas es el de la estación La Unión para el sismo del 19 de septiembre de 1985. El desplazamiento máximo es de 3.72 cm, mismo que excede los desplazamientos para la condición de servicio y de fluencia. El elemento crítico es la pila más corta (pila 1).

Al comparar los tres métodos de análisis se observa que la demanda más grande se obtuvo mediante el análisis paso a paso con el registro de la Unión, seguido por las demandas del método estático y por último las correspondientes al método dinámico modal.

RESPUESTA LONGITUDINAL PUENTE LA CHUTA

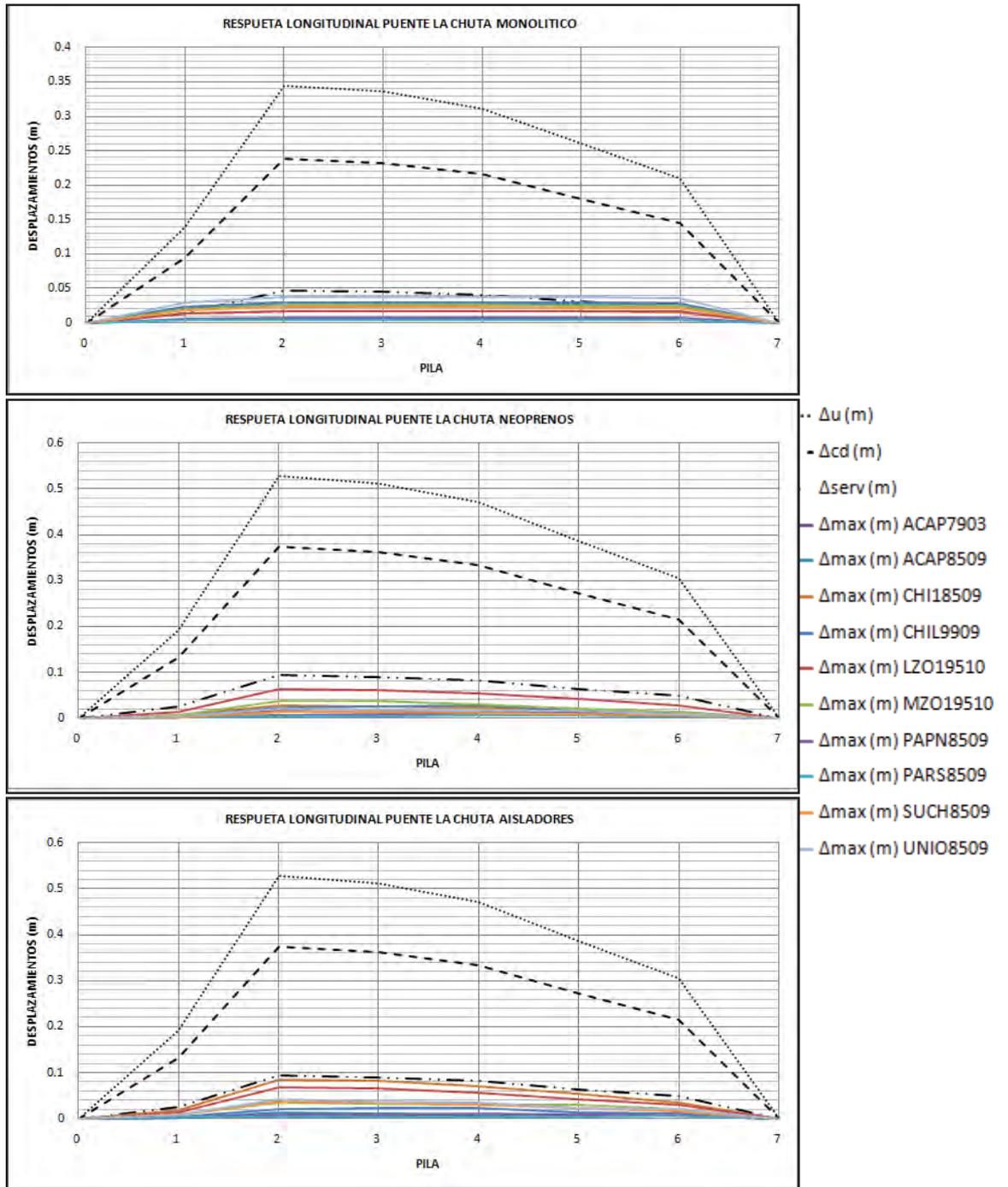


Figura 7.3 Desplazamientos máximos de las pilas del puente La Chuta para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con un análisis paso a paso

b) Puente La Chuta, dirección transversal

Por lo que toca al análisis en dirección transversal, los resultados se indican en la figura 7.4. Las demandas de desplazamiento son considerablemente mayores en esta dirección. En el caso del registro la Unión se obtuvo un desplazamiento de 9.24 cm, sin embargo, para el registro de la estación SUCHP del sismo del 19 de septiembre de 1985, el desplazamiento máximo es de 11.13 cm. En general, los valores de desplazamiento transversal son considerablemente mayores que los de la dirección longitudinal.

En este caso, la demanda de desplazamiento excede el límite para el estado de servicio en nueve de los diez registros considerados, mientras que el estado de control de daño se rebasa en dos de los diez registros. Las pilas 1 y 6 son los elementos críticos. Se trata de las dos pilas más cortas del puente.

En la misma forma que para la dirección longitudinal, la comparación de los tres métodos de análisis indica que la demanda más grande se obtuvo mediante el análisis paso a paso con el registro de la Unión, seguido por las demandas del método estático y por último las correspondientes al método dinámico modal.

c) Puente Motín de Oro

En las figuras 7.5 y 7.6 se observan los resultados para el puente Motín de Oro. Los valores de demanda resultaron muy pequeños en ambas direcciones y para todas las condiciones de apoyo de la superestructura. A diferencia del puente La Chuta, los desplazamientos del método estático fueron los más elevados y los más reducidos son los del análisis paso a paso. Las pilas son igualmente vulnerables y la capacidad es muy superior a la demanda en todos los casos estudiados.

RESPUESTA TRANSVERSAL PUENTE LA CHUTA

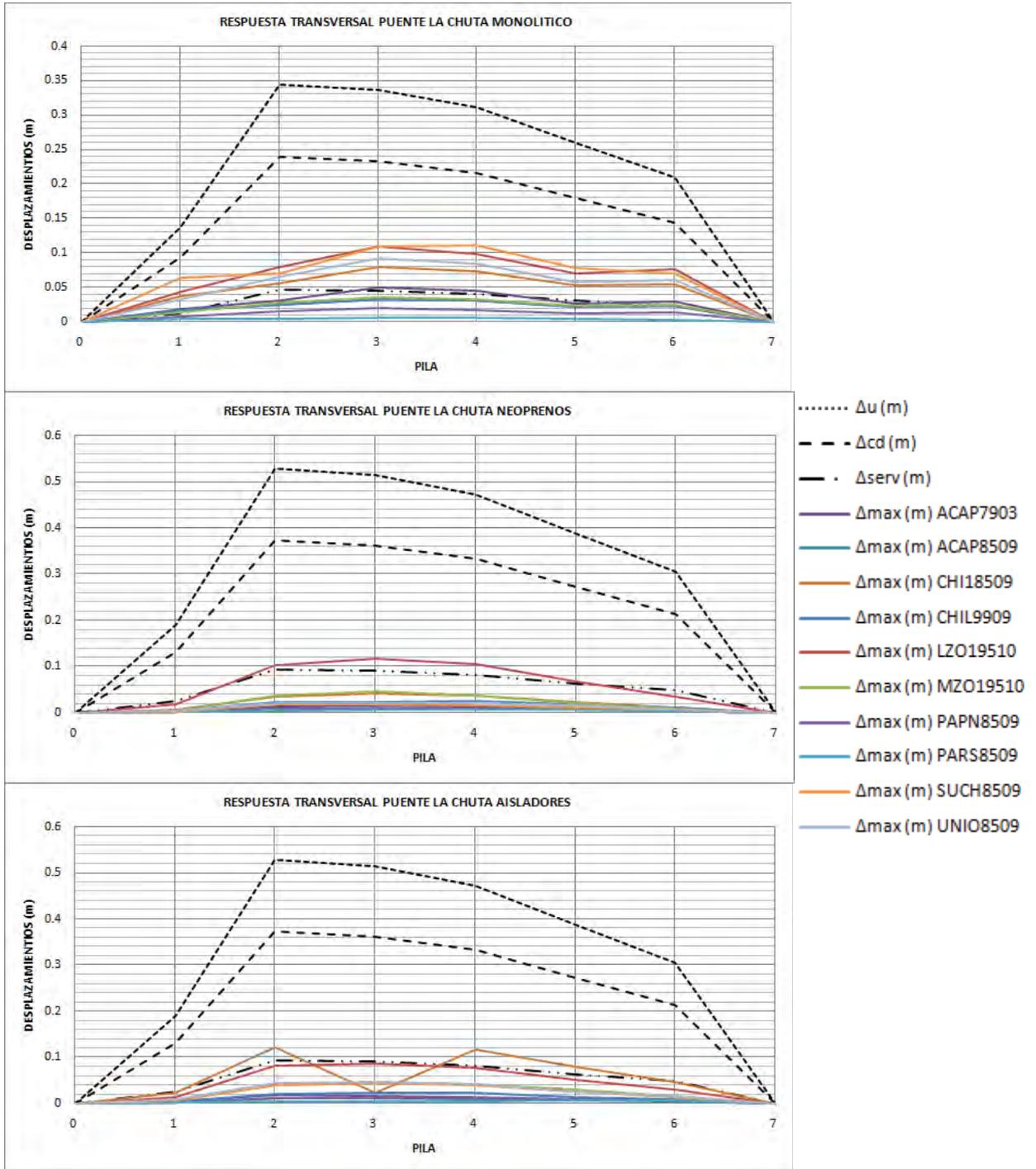


Figura 7.4 Desplazamientos máximos de las pilas del puente La Chuta para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con un análisis paso a paso

RESPUESTA LONGITUDINAL PUENTE MOTIN DE ORO

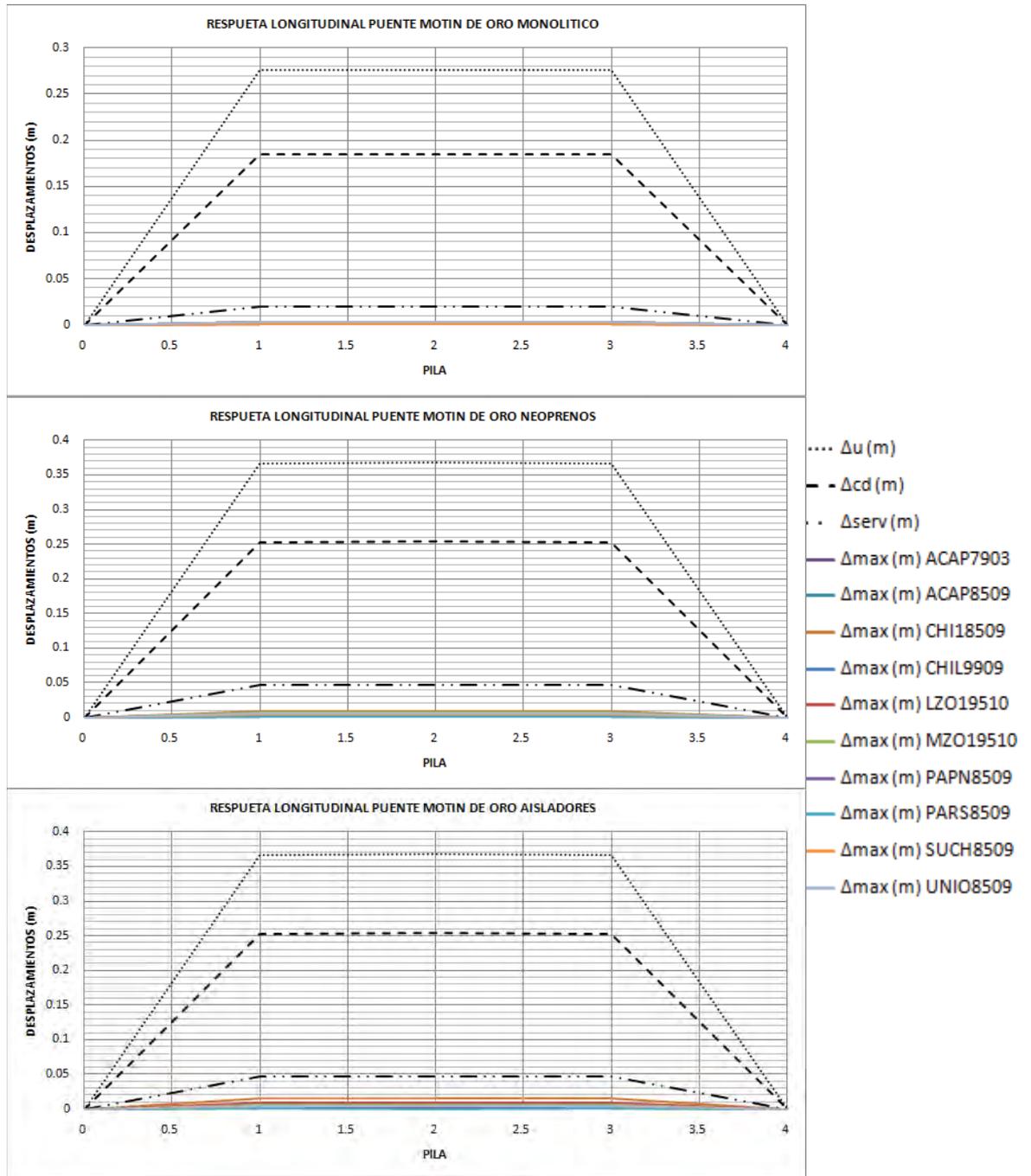


Figura 7.5 Desplazamientos máximos de las pilas del puente Motín de Oro para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con un análisis paso a paso

RESPUESTA TRANSVERSAL PUENTE MOTIN DE ORO

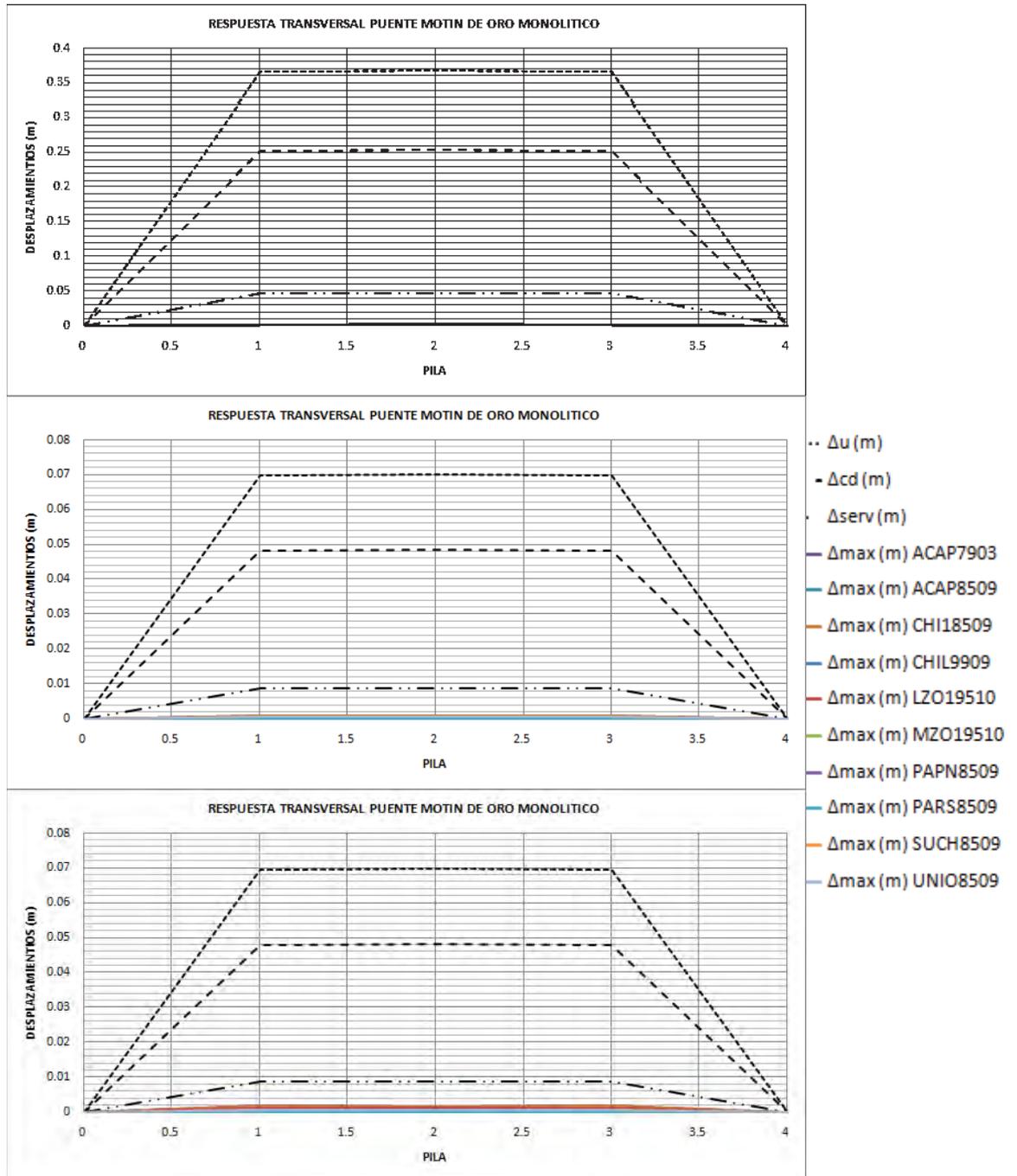


Figura 7.6 Desplazamientos máximos de las pilas del puente Motín de Oro para cada uno de los estados límite y demanda de desplazamientos obtenidos con un análisis paso a paso

VI.IV.- DISEÑO POR RESISTENCIA

Para este método se procedió realizar el diseño de las pilas tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para el diseño por P (carga axial) y M (momento) en ambas direcciones y sus combinaciones P-M (flexocompresión). Se tomo como condición optima para el diseño un porcentaje de acero $\rho = 1.5\%$ para el armado del acero longitudinal.
- Para el diseño por V (cortante) se considero que para un confinamiento adecuado la separación de los estribos se encuentra en el rango de 30 a 40cm.
- El diseño se realizara conforme al reglamento AASHTO 1997

Con esto en cuenta se procedió a realizar el diseño con ayuda del programa Sap 2000 V11.

PUENTE LA CHUTA

MONOLÍTICO (U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE)

FIGURA COMB 1

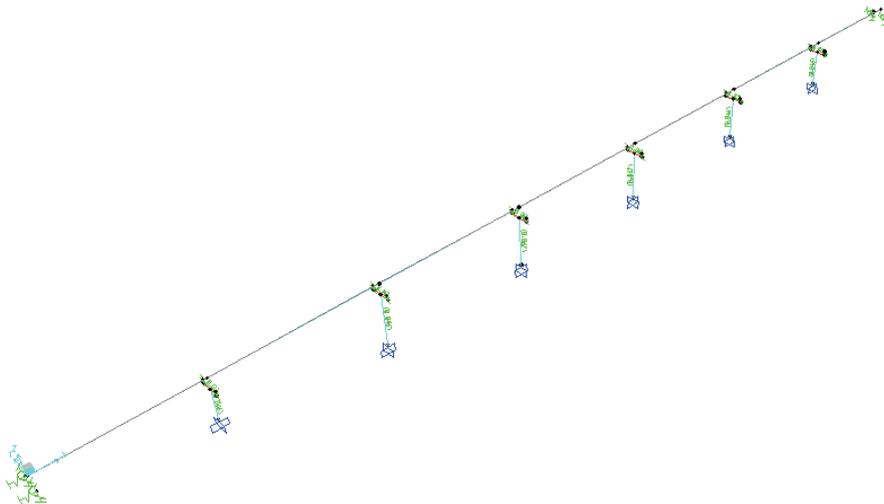
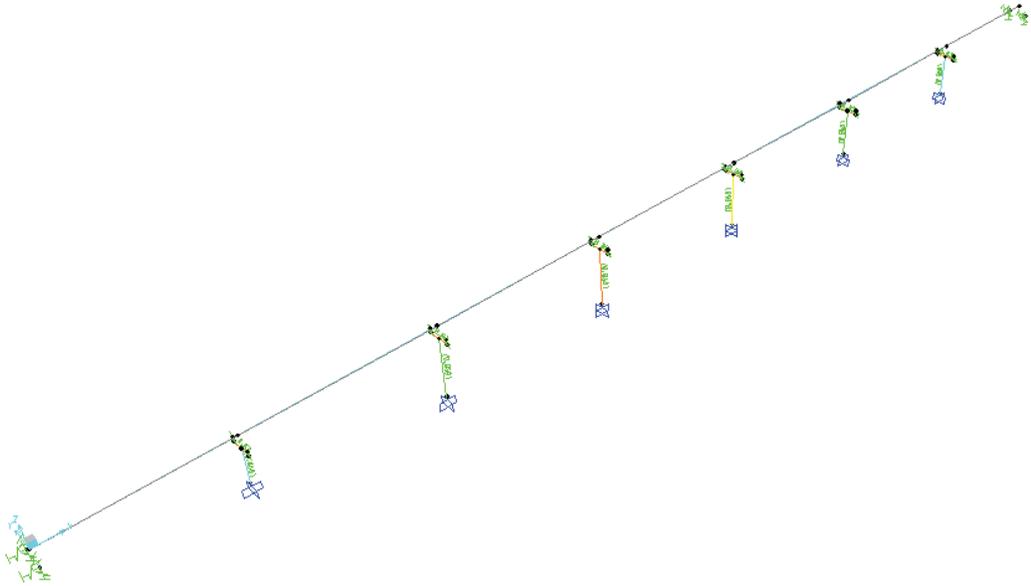


FIGURA COMB 2



MONOLÍTICO (U1=U2=LIBRE, U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE)

FIGURA COMB 1

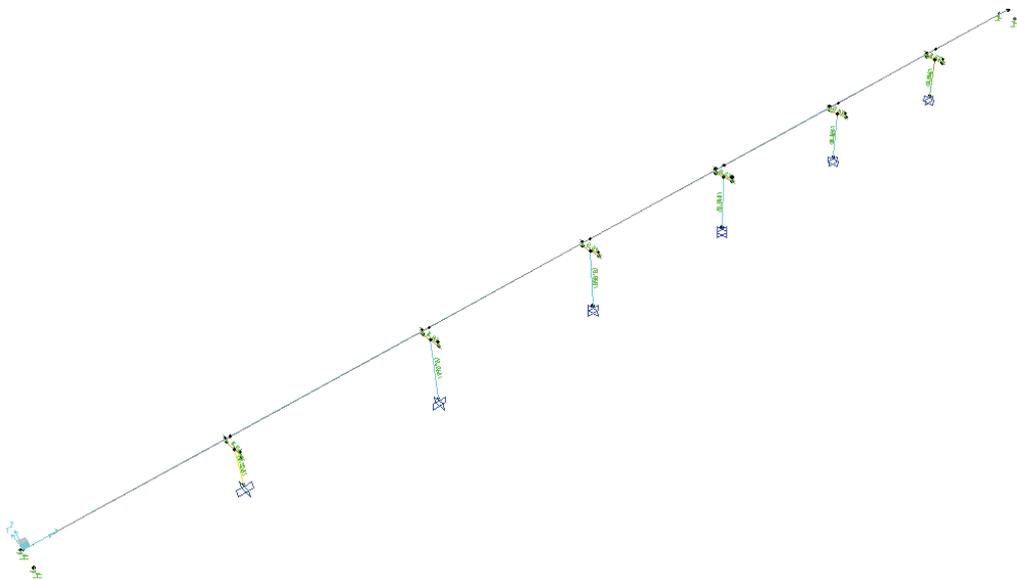
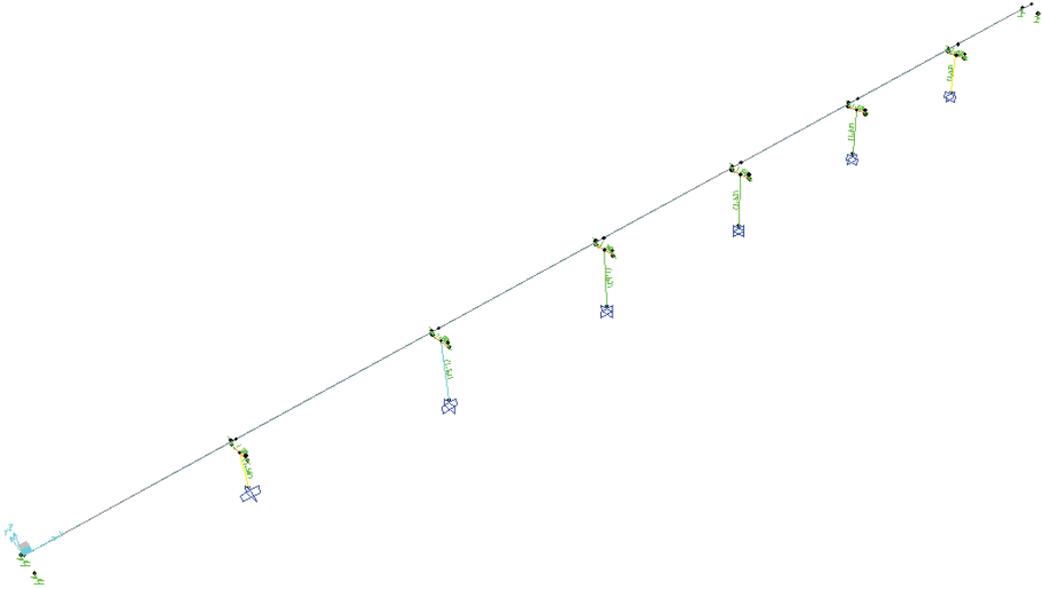


FIGURA COMB 2



CON NEOPRENOS

FIGURA COMB 1

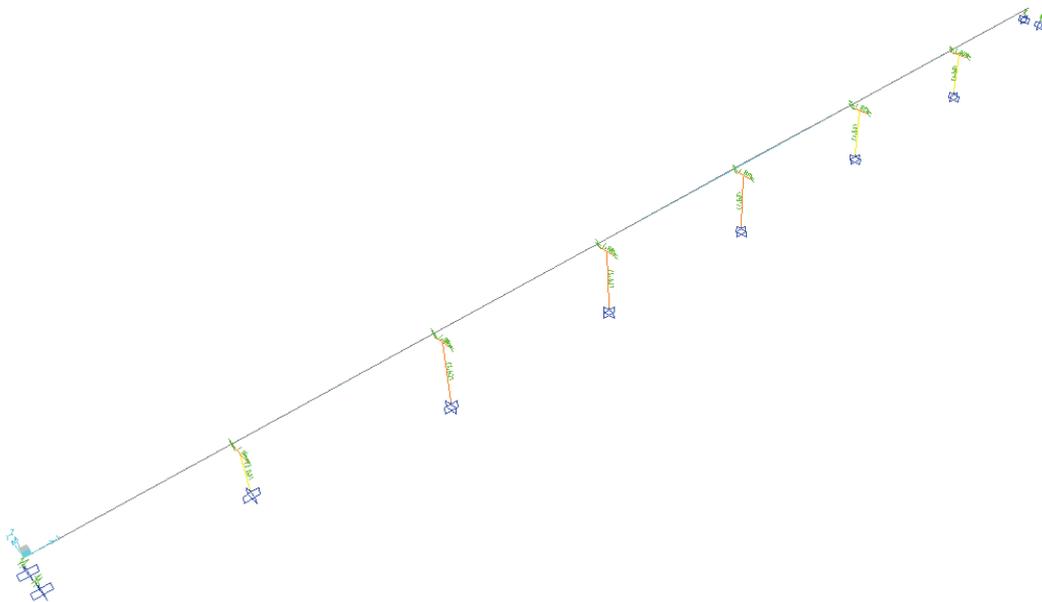
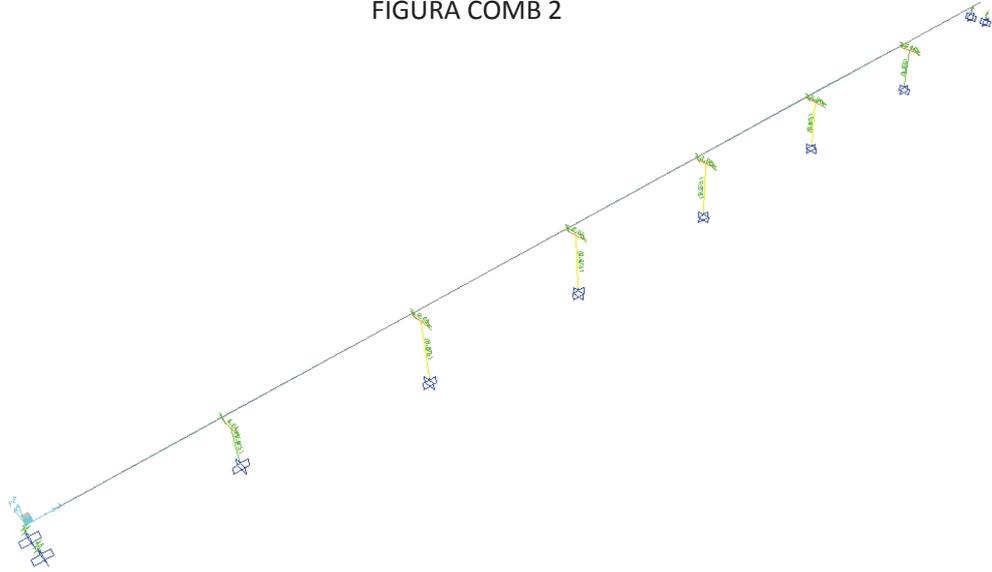


FIGURA COMB 2



CON AISLADORES

FIG. COMB 1

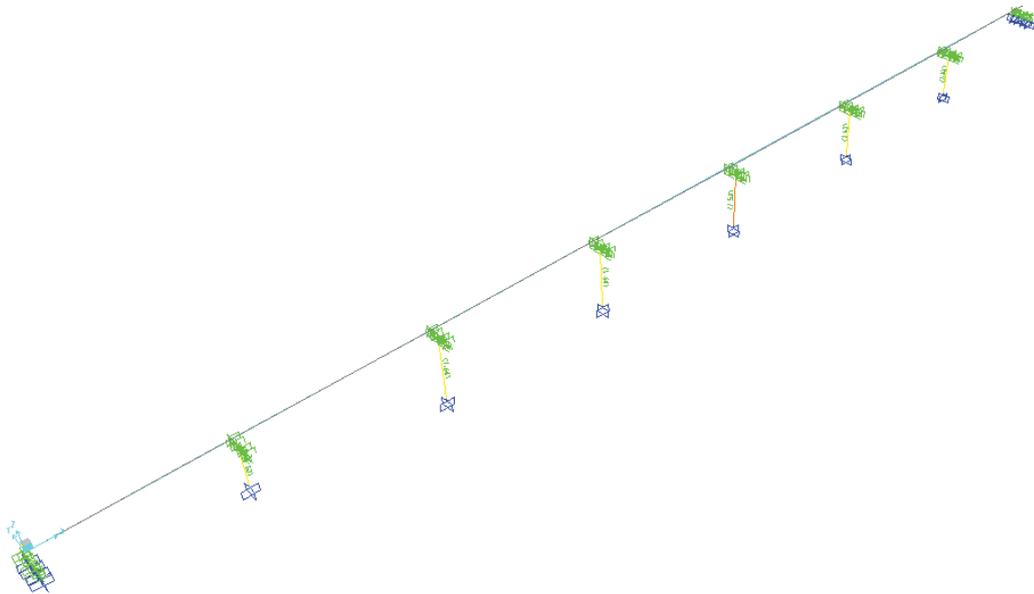
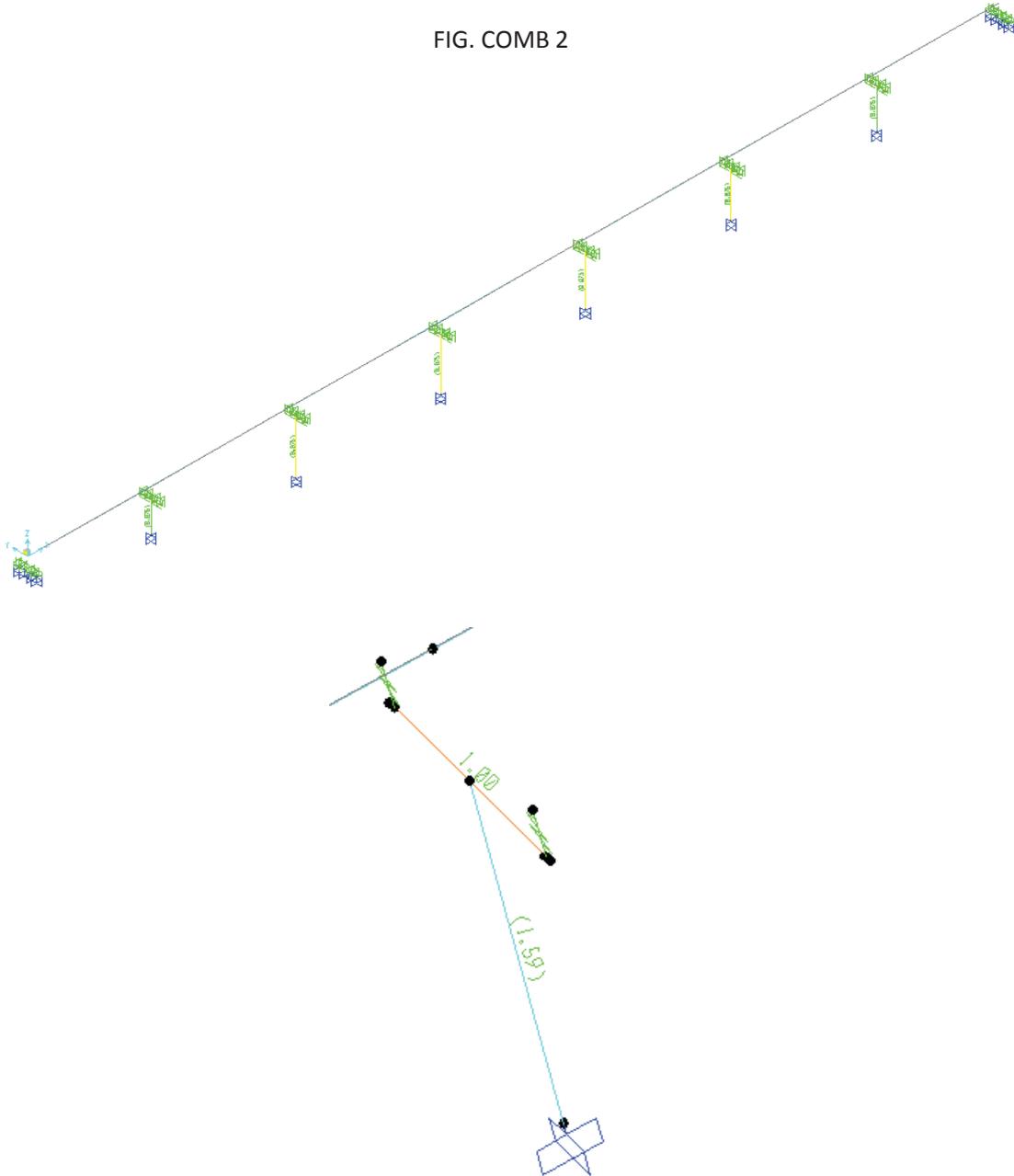


FIG. COMB 2

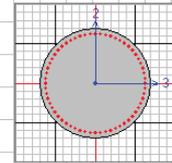


MONOLÍTICO (U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE)

PILA 1

COMB 1

AASHTO Concrete 97 COLUMN SECTION DESIGN Type: Zone 4 Units: Ton, m, C							
Frame ID	9						
Station Loc	0.000						
Section ID	PILA						
Combo ID	COMB1						
L=	7.000						
B=	2.000	D=	2.000	dc=	0.132		
E=	2619160.171	fy=	42184.178	fc=	3500.000	fcs=	0.000
fys=	42184.178						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3							
Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3		
0.155	589.032	169.821	240.189	0.000	0.000		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS							
	Cm	Delta b Factor	Delta s Factor	K Factor	L Length		
Major Bending(M3)	0.635	1.000	1.000	1.000	6.175		
Minor Bending(M2)	0.731	1.000	1.000	1.000	6.175		
SHEAR DESIGN FOR U2,U3							
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up		
Major Shear(U2)	0.006	54.317	348.241	0.000	7.838		
Minor Shear(U3)	0.006	54.317	339.837	0.000	54.317		



Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + REBAR

Confinement Bars (Ties) + REBAR

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Rebar (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Circular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.1

Number of Longitudinal Bars 60

Longitudinal Bar Size + #10

Confinement Bars - Rectangular Configuration

Confinement Bar Size + #5

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.4

Check/Design

Reinforcement to be Checked

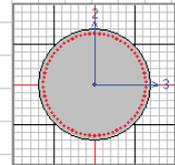
Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

COMB 2

AASHTO Concrete 97 COLUMN SECTION DESIGN Type: Zone 4 Units: Ton, m, C						
Frame ID	9					
Station Loc	0.000					
Section ID	PILA					
Combo ID	COMB2					
L=7.000						
B=2.200	D=2.200	dc=0.132				
E=2619160.171	fy=42184.178	fc=3500.000	fcs=0.000	fys=42184.178		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3						
	Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	0.292	587.636	621.103	188.318	0.000	0.000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Cn	Delta b Factor	Delta s Factor	K Factor	L Length	
Major Bending (M3)	0.563	1.000	1.000	1.000	6.175	
Minor Bending (M2)	0.730	1.000	1.000	1.000	6.175	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up	
Major Shear (U2)	0.007	38.547	354.731	0.000	16.930	
Minor Shear (U3)	0.007	68.031	280.983	0.000	68.031	



Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + REBAR

Confinement Bars (Ties) + REBAR

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M2 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Circular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.1

Number of Longitudinal Bars 70

Longitudinal Bar Size + #10

Confinement Bars - Rectangular Configuration

Confinement Bar Size + #5

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.4

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

A continuación se presenta en las siguientes tablas la información de los resultados obtenidos del diseño proporcionados por el programa SAP 2000 en esta se presenta la configuración del acero final que deberá llevar cada pila para cumplir con el porcentaje de acero y separación adecuada.

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
MONOLÍTICO(U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 1)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2	589.03	169.821	240.189	54.317	54.317	1.59	10	60	5	40
2	11.76	2	618.84	107.169	246.443	16.237	16.237	1.59	10	60	5	40
3	11.56	2	613	109.911	384.589	25.97	25.97	1.59	10	60	5	40
4	11	2	611.27	124.872	383.29	27.001	27.001	1.59	10	60	5	40
5	9.74	2	602.51	137.497	266.378	20.709	20.709	1.59	10	60	5	40
6	8.45	2	606.25	179.621	97.014	8.09	33.847	1.59	10	60	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
MONOLÍTICO(U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	587.64	621.103	188.318	38.547	68.031	1.53	10	70	5	40
2	11.76	2.2	631.09	68.515	971.02	64.418	64.418	1.53	10	70	5	40
3	11.56	2.2	626.83	52.019	1501.8	101.89	101.89	1.53	10	70	5	40
4	11	2.2	624.65	62.907	1444.83	102.2	102.2	1.53	10	70	5	40
5	9.74	2.2	615.42	86.857	951.208	74.108	74.108	1.53	10	70	5	40
6	8.45	2.2	613.57	139.528	355.643	29.728	29.728	1.53	10	70	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
MONOLÍTICO(U1=U2=LIBRE, U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 1)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	586.642	544.216	1172.941	224.196	224.196	1.53	10	70	5	40
2	11.76	2.2	619.942	583.037	218.222	14.764	76.675	1.53	10	70	5	40
3	11.56	2.2	625.141	576	300.961	20.549	74.059	1.53	10	70	5	40
4	11	2.2	623.129	637.641	301.81	21.347	86.072	1.53	10	70	5	40
5	9.74	2.2	609.44	759.954	277.26	21.517	112.263	1.53	10	70	5	40
6	8.45	2.2	604.725	888.621	357.293	31.671	141.595	1.53	10	70	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
MONOLÍTICO(U1=U2=LIBRE, U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.3	599.569	1535.45	395.394	75.573	170.076	1.5	10	75	5	40
2	11.76	2.2	626.771	172.738	808.147	54.81	54.81	1.53	10	70	5	40
3	11.56	2.2	626.781	168.237	1056.253	72.18	72.18	1.53	10	70	5	40
4	11	2.2	624.113	191.352	1054.879	72.605	74.605	1.53	10	70	5	40
5	9.74	2.2	613.019	226.217	1020.021	79.149	79.149	1.53	10	70	5	40
6	8.45	2.2	613.135	275.45	1240.963	109.912	109.912	1.53	10	70	5	40

ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO

Ing. Sergio Iván Medina Coronel

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
NEOPRENOS (COMB 1)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	596.107	116.898	405.953	51.819	51.819	1.53	10	70	5	30
2	11.76	2.2	629.008	646.664	234.846	15.81	48.734	1.53	10	70	5	30
3	11.56	2.2	627.461	641.084	278.886	19.034	49.056	1.53	10	70	5	30
4	11	2.2	624.848	620.028	265.694	18.589	49.534	1.53	10	70	5	30
5	9.74	2.2	613.97	568.563	208.915	16.115	50.425	1.53	10	70	5	30
6	8.45	2.2	616.167	511.12	133.975	11.644	51.083	1.53	10	70	5	30

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
NEOPRENOS (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.5	614.731	390.88	121.828	15.604	42.042	1.53	10	90	5	40
2	11.76	2.5	662.319	205.636	804.458	54.118	54.118	1.53	10	90	5	30
3	11.56	2.5	660.199	203.155	967.438	66.503	66.503	1.53	10	90	5	30
4	11	2.5	656.134	195.089	903.586	63.387	63.387	1.53	10	90	5	30
5	9.74	2.5	641.843	176.24	711.162	55.09	55.09	1.53	10	90	5	30
6	8.45	2.5	640.707	156.263	469.317	41.429	41.429	1.53	10	90	5	30

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
NEOPRENOS (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	596.105	389.661	121.786	15.546	41.44	1.53	10	70	5	30
2	11.76	2.2	629.008	193.999	782.821	52.701	52.701	1.75	10	80	5	30
3	11.56	2.2	627.461	192.325	929.62	63.448	63.448	1.97	10	90	5	30
4	11	2.2	624.848	186.009	885.645	61.693	61.693	1.97	10	90	5	30
5	9.74	2.2	613.97	170.569	696.382	53.716	53.716	1.53	10	70	5	30
6	8.45	2.2	616.166	153.336	446.584	38.813	38.813	1.53	10	70	5	30

ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO

Ing. Sergio Iván Medina Coronel

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
AISLADORES (COMB 1)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	596.398	125.21	417.476	53.258	53.258	1.53	10	70	5	30
2	11.76	2.2	628.814	667.969	235.34	15.921	50.3608	1.64	10	75	5	30
3	11.56	2.2	627.501	661.751	269.347	18.42	50.604	1.64	10	75	5	30
4	11	2.2	624.888	639.594	257.456	18.098	51.064	1.53	10	70	5	30
5	9.74	2.2	613.778	585.852	208.846	16.137	51.92	1.53	10	70	5	30
6	8.45	2.2	616.455	526.305	145.352	12.696	52.569	1.53	10	70	5	30

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
AISLADORES (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.5	615.023	419.549	125.132	16.015	45.165	1.53	10	90	5	40
2	11.76	2.5	662.124	211.505	807.783	54.614	54.614	1.53	10	90	5	30
3	11.56	2.5	660.239	208.859	937.054	64.732	64.732	1.53	10	90	5	30
4	11	2.5	656.175	200.499	871.323	61.336	61.336	1.53	10	90	5	30
5	9.74	2.5	641.65	181.057	710.448	55.199	55.199	1.53	10	90	5	30
6	8.45	2.5	640.995	160.513	507.31	44.845	44.485	1.53	10	90	5	30

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE LA CHUTA												
AISLADORES (COMB 2)												
N° PILA	H (m)	D. PILA (m)	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
			Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	6.25	2.2	596.396	417.367	125.244	15.977	44.494	1.53	10	70	5	30
2	11.76	2.2	628.814	200.391	784.468	53.07	53.07	1.75	10	80	5	30
3	11.56	2.2	627.501	198.525	897.823	61.401	61.401	1.86	10	85	5	30
4	11	2.2	624.888	191.878	858.185	60.328	60.328	1.75	10	80	5	30
5	9.74	2.2	613.778	175.756	696.154	53.79	53.79	1.53	10	70	5	30
6	8.45	2.2	616.454	157.892	484.507	42.319	42.319	1.53	10	70	5	30

PUENTE EL MOTÍN DE ORO

MONOLÍTICO

FIGURA COMB 1

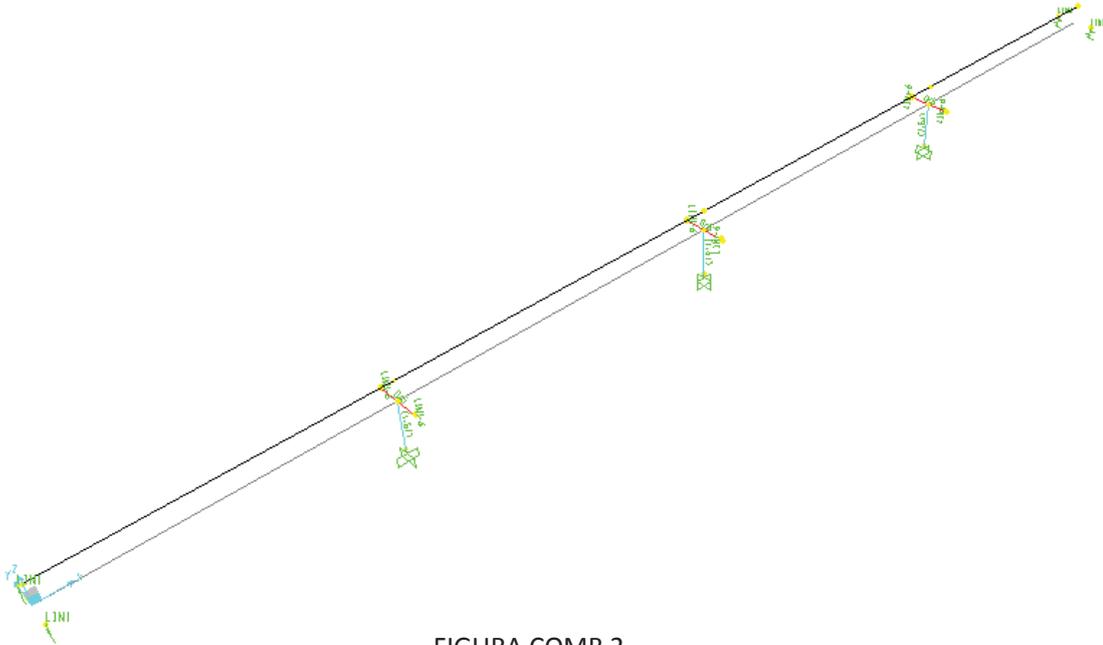
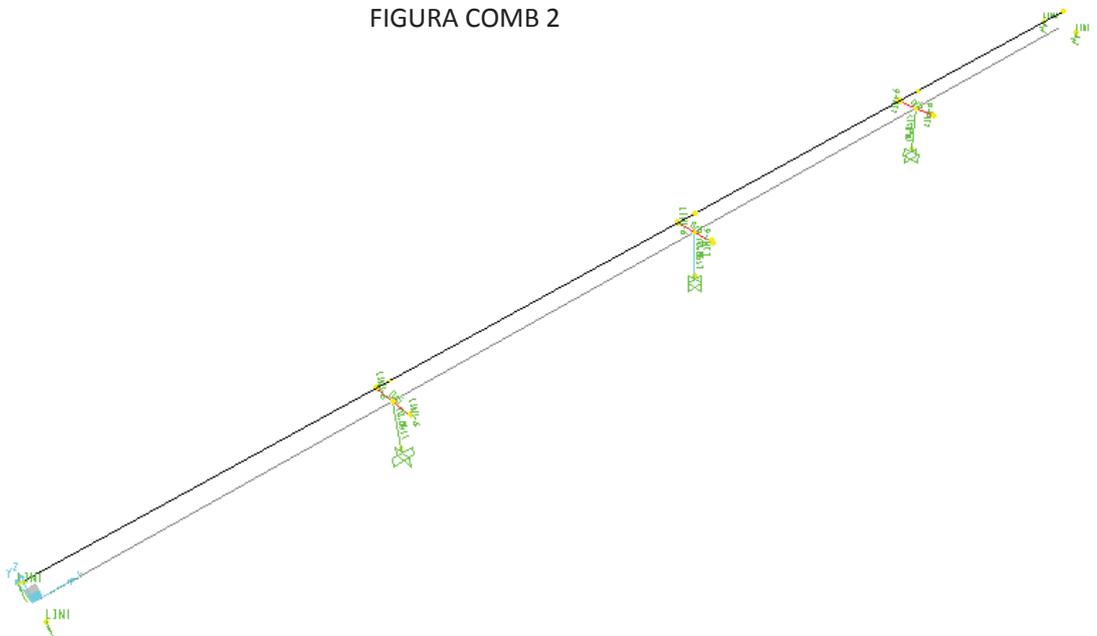


FIGURA COMB 2



CON NEOPRENOS

FIGURA COMB 1

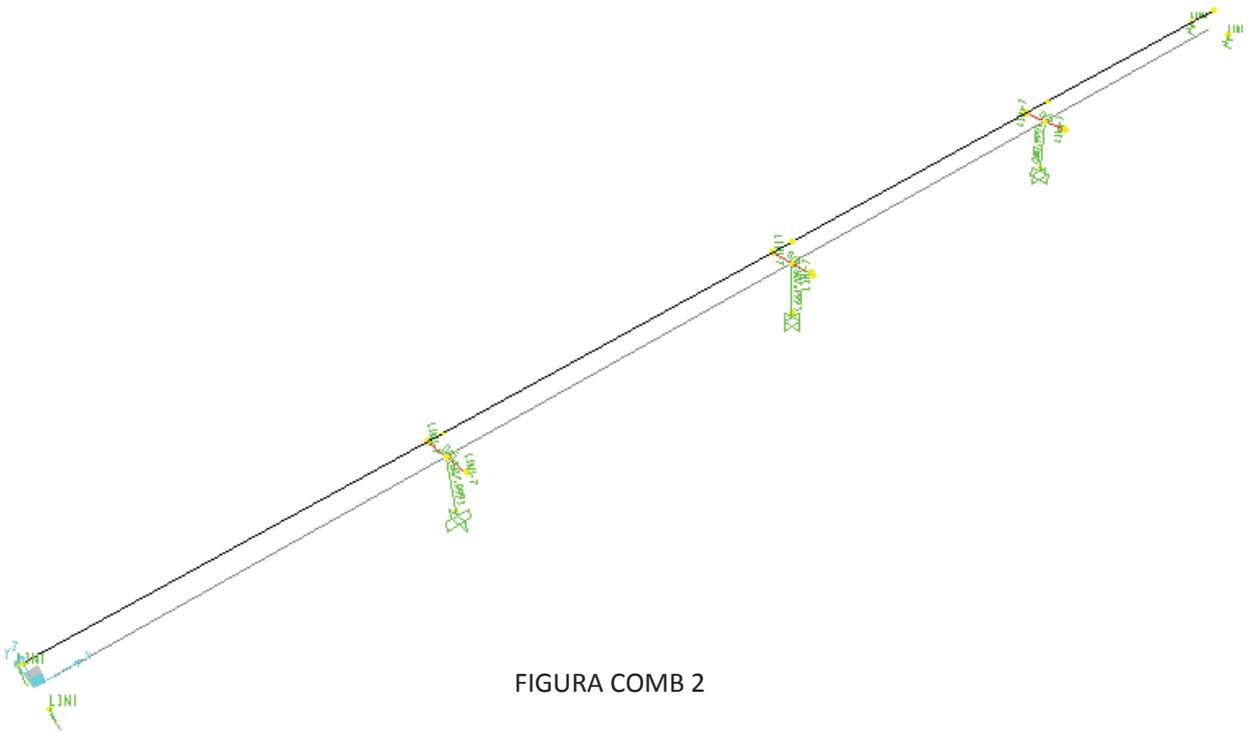
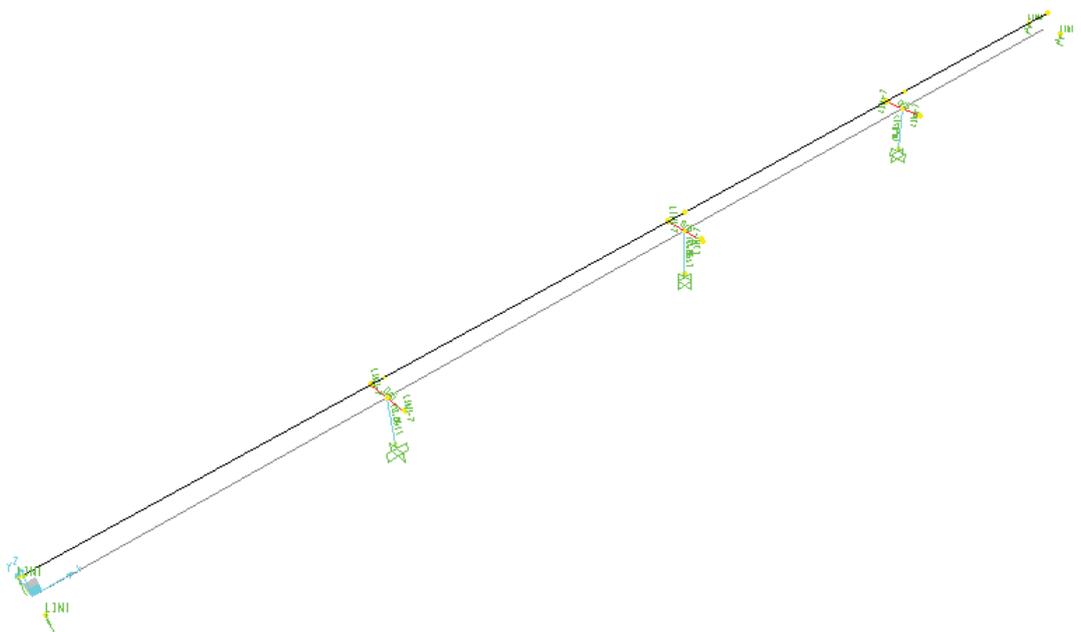


FIGURA COMB 2



CON AISLADORES

FIG. COMB 1

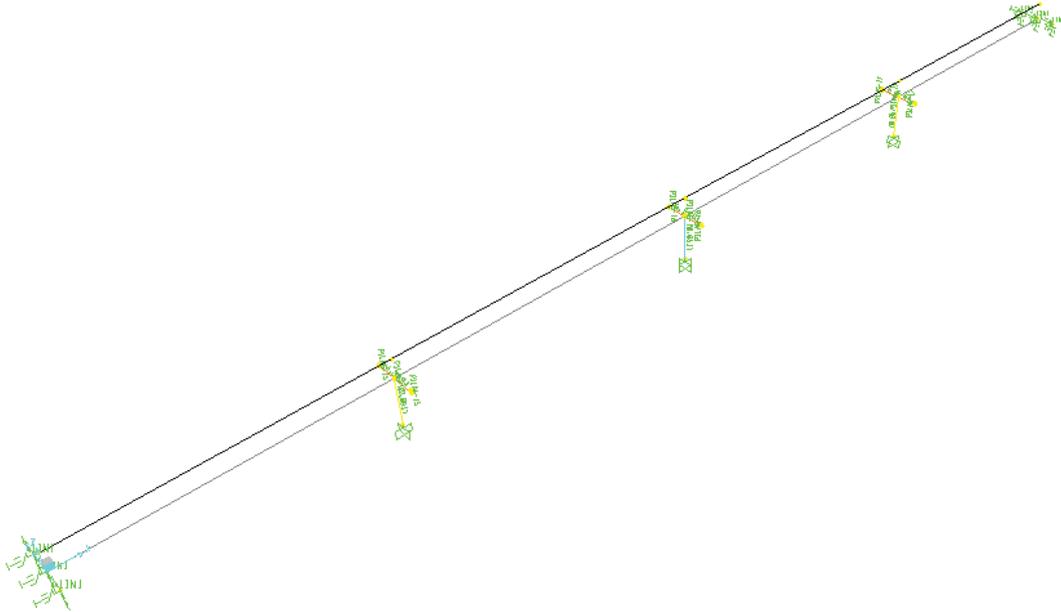
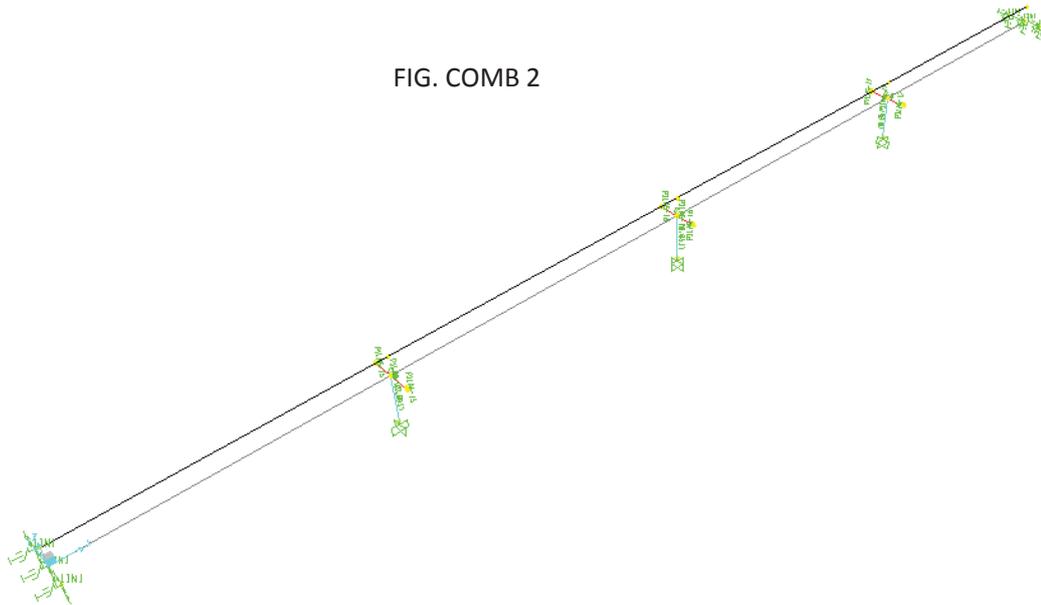


FIG. COMB 2



A continuación se presenta en las siguientes tablas la información de los resultados obtenidos del diseño proporcionados por el programa SAP 2000 en esta se presenta la configuración del acero final que deberá llevar cada pila para cumplir con el porcentaje de acero y separación adecuada.

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
MONOLÍTICO(U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 1)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	295.74	57.219	298.248	36.081	36.081	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	293.71	41.304	153.451	25.541	25.541	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	297.69	46.433	266.681	27.703	27.703	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
MONOLÍTICO(U1=U2=U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 2)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	295.9	23.93	362.408	45.348	45.348	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	293.71	12.407	5010.81	83.907	83.907	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	297.61	22.449	362.24	45.624	45.624	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
MONOLÍTICO(U1=U2=LIBRE, U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 1)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	422.184	256.184	402.971	67.912	183.741	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	216.695	79.246	390.266	71.63	71.63	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	422.875	254.153	400.505	67.541	182.579	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
MONOLÍTICO(U1=U2=LIBRE, U3=FIJO, R1=R2=R3=LIBRE) (COMB 2)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	422.086	253.474	474.337	79.511	183.125	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	216.733	23.994	673.714	116.98	116.98	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	422.776	251.432	478.995	80.104	181.958	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
NEOPRENOS (COMB 1)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	302.992	145.291	172.918	9.6	31.376	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	290.572	145.273	68.343	10.075	31.372	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	304.672	145.31	172.532	9.633	31.38	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
NEOPRENOS (COMB 2)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	302.989	43.588	295.848	31.997	31.997	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	290.573	43.582	223.327	33.576	33.576	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	304.669	43.593	295.672	32.106	32.106	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
AISLADORES (COMB 1)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	487.786	158.302	74.774	10.202	34.181	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	85.502	158.13	67.845	10.413	34.144	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	488.105	158.318	75.614	10.304	34.184	1.51	10	33	5	40

DISEÑO POR RESISTENCIA PUENTE MOTÍN DE ORO													
AISLADORES (COMB 2)													
N° PILA	H (m)	B. PILA	D. PILA	CONDICIONES PARA DISEÑO POR RESISTENCIA					% DE ACERO	φ VARILLA	N° VARILLAS	φ VARILLA	S. ESTRIBOS
		(m)	(m)	Pu (Ton)	M2 (T-m)	M3 (T-m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	ρ	LONG.	LONG.	ESTRIBOS	(cm)
1	5	0.8	4.2	487.786	48.008	249.248	34.006	34.006	1.51	10	33	5	40
2	5	0.8	4.2	85.502	47.439	226.149	34.709	34.709	1.51	10	33	5	40
3	5	0.8	4.2	488.105	48.01	252.047	34.345	34.345	1.51	10	33	5	40

VII.- EVALUACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

En los diseños basados en la fuerza, el espectro de respuesta de aceleraciones se ha constituido en una herramienta básica para determinar el nivel de intensidad de un sismo para todos los periodos de interés.

Sin embargo, no es capaz de predecir el daño en una estructura debido a que se obtiene mediante la respuesta elástica de un oscilador de un grado de libertad, debido a esto no pueden incorporarse los efectos de la duración del evento ya que se basa en la respuesta global de la estructura y no en el daño local de los elementos.

Por tal motivo, el método de diseño basado en la resistencia propone reducir los espectros de aceleración, para tener en cuenta las deformaciones inelásticas que se producen durante los sismos.

La disminución de las ordenadas del espectro elástico se lleva a cabo mediante el factor de comportamiento, que en algunos casos, se reduce simplemente a un factor ligado a la ductilidad.

La realidad es que las ordenadas espectrales se modifican como consecuencia de una serie de factores, entre los cuales están: la capacidad de redistribución de las acciones entre los elementos que forman la estructura; el nivel de desplazamiento máximo, medido normalmente en términos del factor de ductilidad; la capacidad de absorción y disipación de energía; el exceso de resistencia real con respecto a la resistencia de diseño; a la zona del espectro en la que se ubica el periodo del sistema; y al tipo de suelo.

En vista de estos hechos, y de otros numerosos ejemplos, se ha cuestionado fuertemente el diseño por resistencia y la práctica usual recomendada por los códigos (Priestley, 2000, Bertero y Bertero, 2002, entre otros). Se considera que debe modificarse la filosofía de diseño y adoptarse un criterio que contemple explícitamente los siguientes aspectos:

1. El uso de estados límite para distintos niveles de intensidad sísmica
2. El nivel de daño global de la estructura
3. El nivel de daño local de los elementos
4. El daño acumulado en distintos ciclos de carga y descarga
5. El control de los desplazamientos
6. El control de la ductilidad

Para tratar de reducir los problemas derivados de un diseño basado únicamente

Con base en los comentarios anteriores es posible concluir que el criterio por resistencia tiene deficiencias importantes y que no permite controlar el daño estructural ni contribuye a asegurar el comportamiento adecuado de un sistema estructural.

VIII.- CONCLUSIONES

A pesar de los avances recientes en la ingeniería sísmica, la vulnerabilidad de los puentes frente a los eventos sísmicos es claramente visible, al observar los daños que han sufrido este tipo de estructuras durante los últimos temblores importantes ocurridos en el mundo. Esto ha puesto de manifiesto la incapacidad de las recomendaciones de diseño utilizadas hasta la fecha para hacer frente a los efectos de dichos sismos.

Una de las estrategias que se han adoptado para mitigar el problema consiste en la modificación de los criterios de diseño, esto con el objetivo de poder tener un mayor control sobre el nivel de daño que puede experimentar la estructura, para los distintos niveles de intensidad sísmica.

Como los sistemas de aislamiento de base son utilizados cada vez con mayor frecuencia en el diseño de puentes localizados en zonas con una importante actividad sísmica, la metodología de diseño orientada a puentes con aisladores de base que disipen energía a través de los desplazamientos, en particular, para apoyos de neopreno con núcleo de plomo, fue adoptada en esta tesis observando así el comportamiento de los mismos, para las diferentes condiciones propuestas. Con esto se concluye el buen comportamiento de los mismos ante eventos sísmicos, ligados a la demanda de desplazamientos que lleva consigo este método de diseño.

Para el trabajo realizado se concluye que:

El puente La Chuta tiene capacidad de desplazamiento de las pilas considerablemente superiores a las demandas que se obtienen con los métodos de análisis dinámico y estático. La dirección más vulnerable es la transversal pero aún en este caso la relación D/C es de 0.4

La pila más crítica es la pila 1 que es la pila más corta. Cuando se incluyeron aisladores de base, el elemento crítico resultó la pila central con una de las mayores longitudes (pila 3).

Cuando se utilizó el análisis paso a paso, la condición de servicio se excede para nueve de los diez registros considerados. La condición de control de daño se excede en dos registros. Estos casos se presentaron en la dirección transversal.

El puente Motín de Oro presenta un comportamiento sísmico más satisfactorio, pues en ningún caso se rebasan los límites de desplazamiento. Esto puede explicarse por la menor longitud de las pilas, por su mayor regularidad y por el gran peralte de las pilas en la dirección transversal.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO 2005. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, *Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials*, 444 North Capitol Street, N.W. Suite 249, Washington, D.C.
- ADERSON A.W., 'LATERAL FORCES OF EARTHQUAKE AND WIND', PROCEEDINGS: SEPARATE 66, ASCE, 1951
- BUCKLE I. CONSTANTINOU M. ET AL. "SEISMIC ISOLATION OF HIGHWAY BRIDGES"
- CALVI G.M. Y KINGSLEY G.R., (1995). "DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF MULTI-DEGREE OF FREEDOM STRUCTURES". EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 24, PP. 1247-1266.
- CFE (1993), "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO"
- JARA M. JARA J.M Y CASAS J.R. (2006), "PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS CON DISPOSITIVOS DE CONTROL" UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO, MORELIA MICH. MEXICO.
- JARA M. JARA J.M. Y MEDINA S.I. 'DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES BASADO EN DESPLAZAMIENTOS' 1ER SIMPOSIO INTERNACIONAL DE PUENTES. U.M.S.N.H. DICIEMBRE DEL 2007.
- KOWALSKY M.J., (1997) "DIRECT DISPLACEMENT- BASED DESIGN: A SEISMIC DESIGN METHODOLOGY AND ITS APPLICATION TO CONCRETE BRIDGES". TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE DOCTOR POR LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA, SAN DIEGO.
- KOWALSKY M.J., (2002). "A DISPLACEMENT-BASED APPROACH FOR THE SEISMIC DESIGN OF CONTINUOUS CONCRETE BRIDGES". EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS. VOL. 31, PP. 719-747.
- PRIESTLEY M.J.N., (2000). "PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN. PROCEEDINGS OF THE 12TH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, AUCKLAND, NEW ZEALAND. CD NO. 2831, 22 PP.
- UANG C.M. AND BERTERO V.V., 'USE OF ENERGY AS A DESIGN CRITERION IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN', COLLEGE OF ENGINEERING, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, BERKELEY, CA, NOVEMBER 1988. REPORT NO. UCB/EERC-88/18